AUGUSTIN POPA NICOLETA MARIA ILIEŞ

FUNDAȚII

casa cărții de știință

Prefaţă

„Fundaţii" este o carte destinată atât studenţilor Facultății de Construcţii, din ciclul de licență, master și doctorat, precum și specialiștilor din domeniul Ingineriei civile.

Considerând particularitățile pe care le prezintă fiecare construcție, fundațiile trebuie să fie compatibile cu sistemul structural, cu importanța construcției, cu valoarea sa culturală sau economică, precum și cu terenul de fundare.

Dintre elementele structurale, cu o mare vulnerabilitate la acțiunea factorilor externi, este în primul rând, sistemul de fundare. Calitatea acestuia este influențată nu numai de calitatea materialului din care este executat, de modul în care el este realizat, cât și de modalitatea în care factorii externi influențează comportarea celui de-al patrulea element structural: terenul de fundare.

Alegerea judicioasă a soluției de fundare poate fi făcută numai prin parcurgerea corectă a altor etape premergătoare obligatorii: cercetarea terenului de fundare, analiza tehnico-economică a posibilelor soluții de fundare și nu în ultimul rând stabilirea modelului și metodei de dimensionare a soluției de fundare.

În prezentarea problemelor dimensionării sistemelor de fundare de suprafață, autorii au ţinut seama de cercetările întreprinse atât de şcoala românească de inginerie geotehnică, precum şi de studiile şi cercetările întreprinse în ingineria geotehnică din străinătate.

Pentru tehnoredactarea unor capitole din această carte le aducem mulțumiri colegilor Asist. Dr. Ing. Olimpiu Mureșan, Asist. Dr. Ing. Iulia Molnar și Dr. Ing. Trifan Hulpuș.

Autorii

1. PROIECTAREA STRUCTURILOR DE FUNDARE DIRECTĂ

1.1. Fundaţia şi terenul de fundare

1.1.1. Sistemul structural

Sistemul structural reprezintă totalitatea elementelor de construcţie care asigură rezistenţa şi stabilitatea la încărcări statice şi dinamice (inclusiv cele seismice). Construcţia reprezintă un sistem structural alcătuit din subsistemele, Fig. 1.1:

- Suprastructura, S,
- Substructura, B,
- Fundaţia, F,
- Terenul de fundare, T.F.

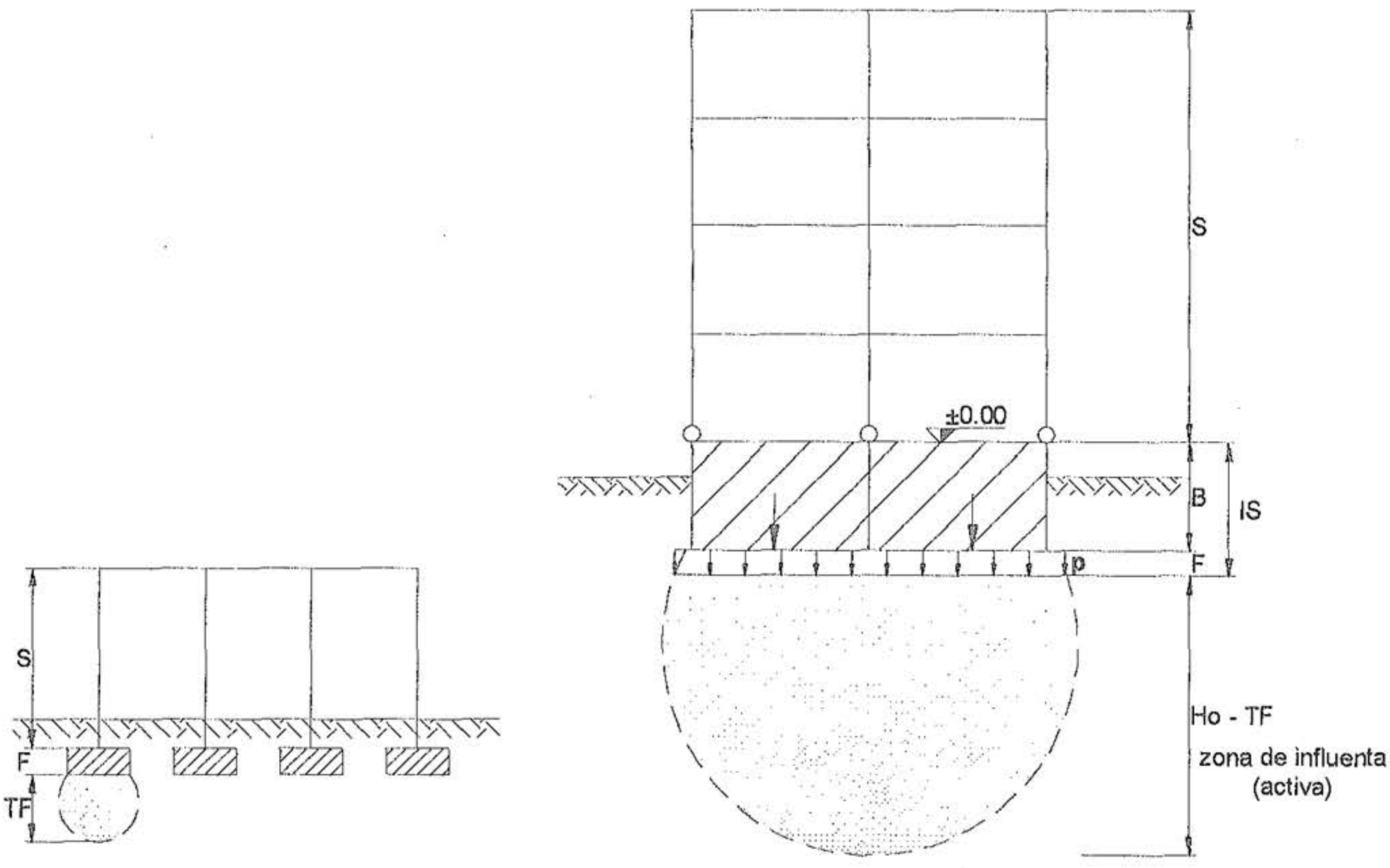


Fig. 1.1. Alcătuirea sistemului structural

Suprastructura (S) reprezintă ansamblul elementelor de rezistenţă situate deasupra infrastructurii.

Substructura (B) cuprinde elementele de construcţie situate între suprastructură şi fundaţie. Este formată din structura subsolului / subsolurilor, placa planşeului peste subsol şi pereţii subsolului.

Fundaţia (F) este ansamblul elementelor structurale care asigură preluarea încărcărilor de la construcţie şi transmiterea lor terenului de fundare pe care aceasta reazemă.

Terenul de fundare (TF) constituie suportul construcţiei. Este format din volumul de rocă sau pământ în care se resimte influenţa construcţiei respective sau în care pot avea loc fenomene care să influenţeze acea construcţie. Terenul de fundare este alcătuit din pământ, rocă, material de umplutură care exista pe amplasament anterior execuției lucrărilor de construcții.

La proiectarea fundaţiilor se introduce noţiunea de *interacţiune suprastructură – fundaţie – teren de fundare*: cedarea terenului de fundare se resimte în fundaţie, ceea ce influenţează suprastructura. Transmiterea încărcărilor de la fundaţie la terenul de fundare se face prin intermediul unor presiuni, dezvoltate la suprafaţa de contact dintre fundaţie şi terenul de fundare, numite ***presiuni de contact***, p – reacţiunile pe care terenul de fundare le dezvoltă pe suprafaţa de contact dintre fundaţie şi terenul de fundare.

1.2. Cerinţe privind proiectarea fundaţiilor

Fundaţiile trebuie proiectate astfel încât să transmită terenului de fundare eforturile secţionale aplicate (statice sau dinamice), asigurând îndeplinirea condiţiilor privind calculul terenului de fundare la stări limită.

Ca element structural, se va proceda astfel încât sa fie îndeplinite condiţiile de verificare la stările limită ultime şi ale exploatării normale.

Importanţa proiectării corecte a fundaţiilor rezidă din valoarea economică a acestui element structural: aproximativ 15-20% din costul total al lucrării şi aproximativ 12% din timpul total de lucru.

1.3. Alegerea tipului de fundaţie

Alegerea tipului de fundaţie se face în funcţie de următorii factori:

- Sistemul structural al construcţiei,
- Condiţii de teren şi de amplasament,
- Condiţiile de exploatare ale construcţiei,
- Condiţiile de execuţie ale infrastructurii.

1.3.1. Sistemul structural al construcţiei

Criteriile după care se adoptă sistemele de fundare sunt:

- Tipul suprastructurii (cadre, pereţi structurali etc.),
- Dimensiuni (deschideri, travee, înălţimi, dimensiunile elementelor structurale care reazemă pe fundaţie etc.),
- Alcătuirea substructurii,
- Materialele folosite la executarea substructurii şi infrastructurii,
- Eforturile transmise fundaţiilor în gruparea efectelor structurale ale acţiunilor, pentru verificarea structurilor la stări limită ultime,
- Sensibilitatea la tasări a suprastructurii.

1.3.2. Condiţii de teren

Sunt luați în considerare următorii factori:

- Natura şi stratificaţia terenului de fundare, parametrii geotehnici ai straturilor de pământ şi eventuala modificare a acestora în timp. În cazul structurilor amplasate pe / în apropierea unor masive de rocă: alternanţa de roci cu terenuri de pământ, grosimea straturilor de rocă alterată,
- Stabilitatea generală şi locală a amplasamentului,
- Condiţii hidrogeologice: nivelul apei subterane, variaţia apei subterane pe termen îndelungat, agresivitatea chimică a apei subterane sau a terenului, circulaţia apei prin pământ, fenomene de afuiere, existenţa unor gaze etc.,
- Existenţa unor construcţii vechi, pivniţe îngropate, canale, fundaţii vechi, lucrări de exploatare minieră, cavităţi sau alte construcţii subterane, falii, fisuri, instabilitatea blocului de rocă, caverne din dizolvări etc.,
- Condiții referitoare la vecinătățile lucrării (clădiri învecinate, trafic, rețele edilitare, vegetație, emanații chimice periculoase etc.).

1.3.3. Condiţii de exploatare a construcţiei

- Efectul pe fundaţii al acţiunilor permanente (sarcini statice sau dinamice, vibraţii etc.), combinaţiile lor şi ipotezele de încărcare,

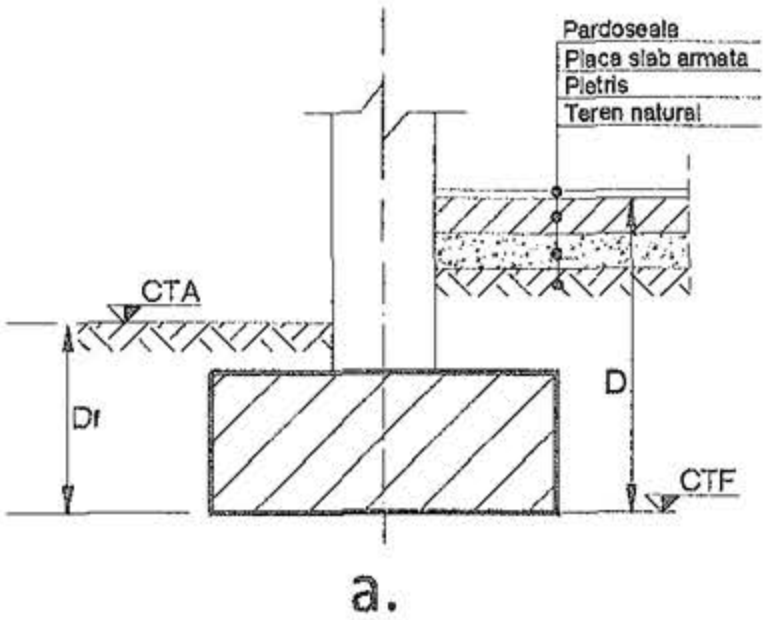
- Posibilităţi de pierdere de apă sau substanţe chimice din instalaţii etc.,
- Încălzirea sau răcirea terenului, în cazul cuptoarelor, furnalelor, instalaţii frigotehnic etc.,
- Influenţa deformaţiilor terenului de fundare asupra exploatării normale a construcţiei,
- Limitarea tasărilor în funcţie de cerinţele tehnologice specifice,
- Mişcări ale terenului provocate de subsidenţa datorată exploatărilor miniere sau altor activităţi, executării unor drenuri de intercepţie, lucrări de săpături executate în vecinătate etc.,
- Influența mediului ambiant: variații sezoniere de umiditate și umezeală, hidrogeologie.

1.3.4. Condiţii de execuţie ale infrastructurii

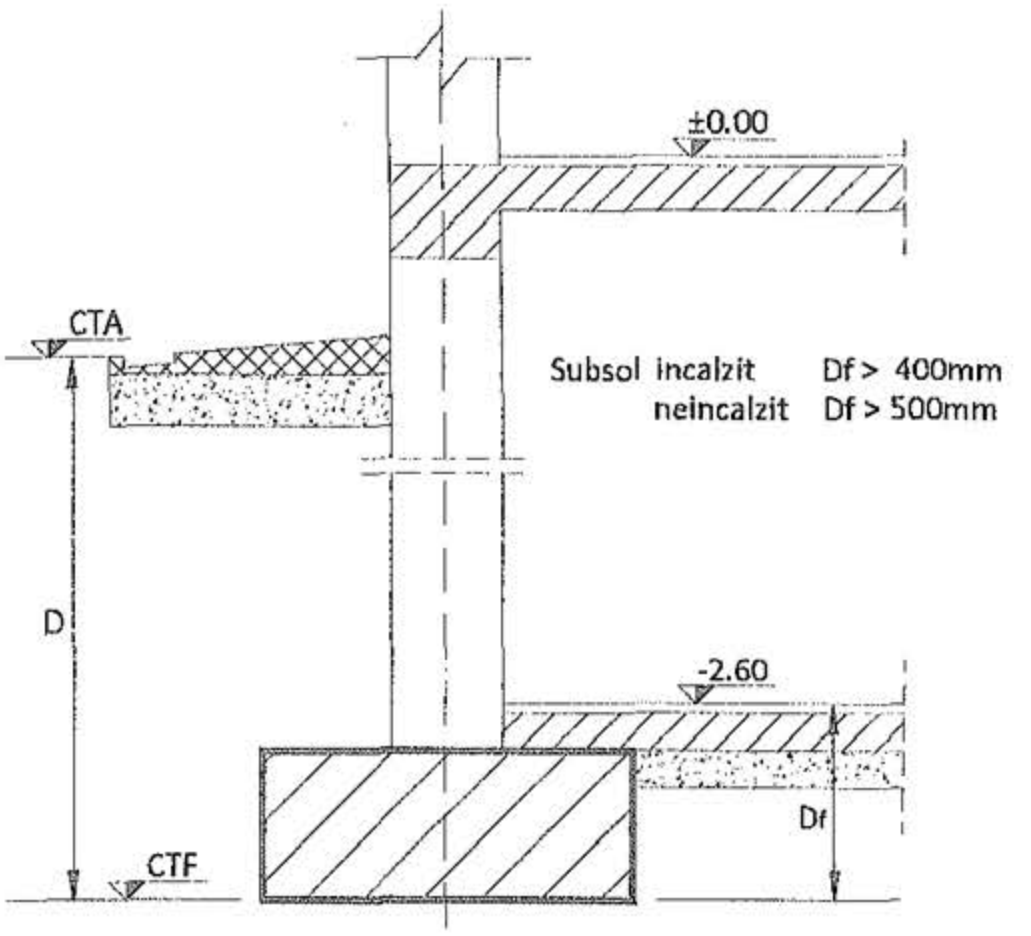
- Adâncimea săpăturilor pentru realizarea fundaţiilor şi asigurarea stabilităţii săpăturilor,
- Existenţa unor construcţii învecinate, care pot fi afectate de lucrările de execuţie ale infrastructurii: instabilitatea taluzului, afuierea terenului la realizarea epuizmentelor, deformarea terenului înconjurător etc.,
- Sisteme de epuizmente şi efectul acestora asupra construcţiilor învecinate, cedări ale sistemului de drenare, ale exploatărilor de apă,
- Prezenţa reţelelor de apă-canal, de gaze, energie electrică etc.,
- Efectul executării unor construcţii subterane asupra nivelului apei subterane, vitezei de circulaţie, posibilității apariției fenomenului de afuiere, nivelului apei în pivniţele construcţiilor învecinate etc.,
- Impactul realizării construcţiilor în excavaţii adânci asupra clădirilor din vecinătate.

1.4. Criterii privind alegerea adâncimii minime de fundare

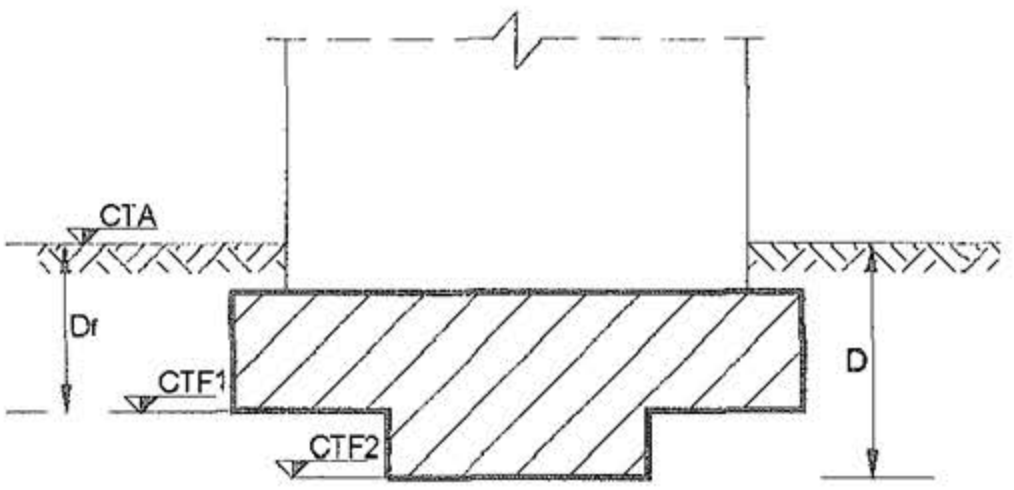
Adâncimea de fundare D_f se defineşte ca fiind distanţa minimă necesară de la talpa fundației la terenul înconjurător natural sau sistematizat sau la pardoseala subsolului, Fig. 1.2.



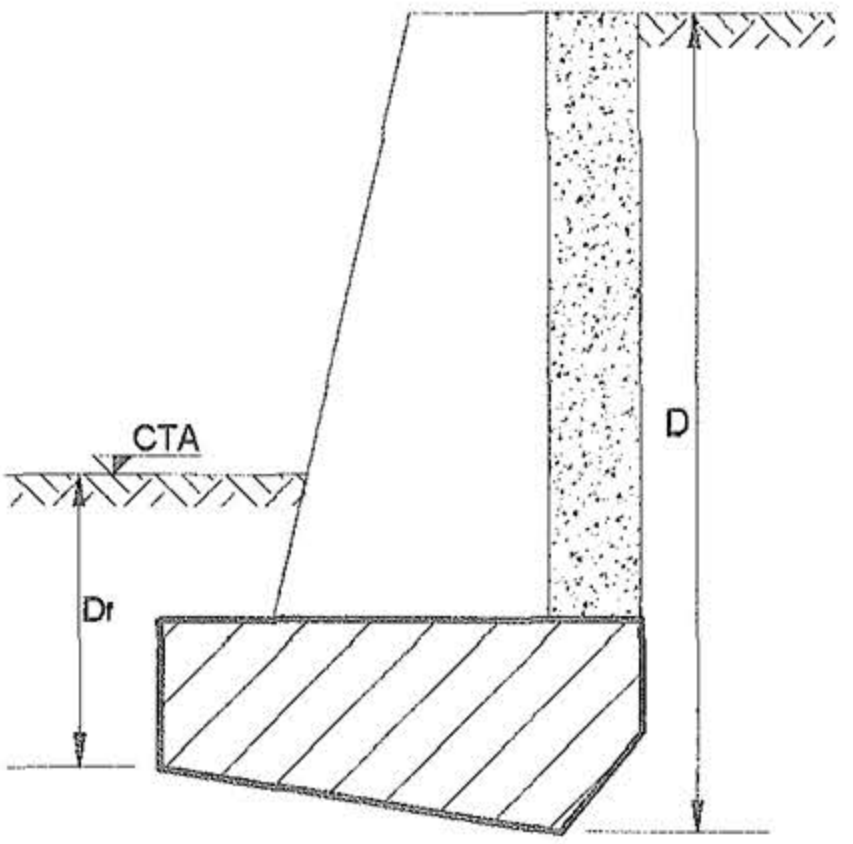
a.



b.



c.



d.

Fig. 1.2. Definirea adâncimii de fundare.

1.4.1. Adâncimea de îngheţ

$$D_{f\,min} \geq H_{ing} + (10 \div 20\ cm), \qquad (1.1)$$

unde H_{ing} – adâncimea de îngheţ, dată în documentul de referinţă STAS 6054/77, Fig. 1.3.

Adâncimea minimă de fundare, funcţie de natura terenului de fundare, adâncimea de îngheţ şi nivelul apei subterane poate fi adoptată conform Tabelului 1.1. (NP 112 – 2004).

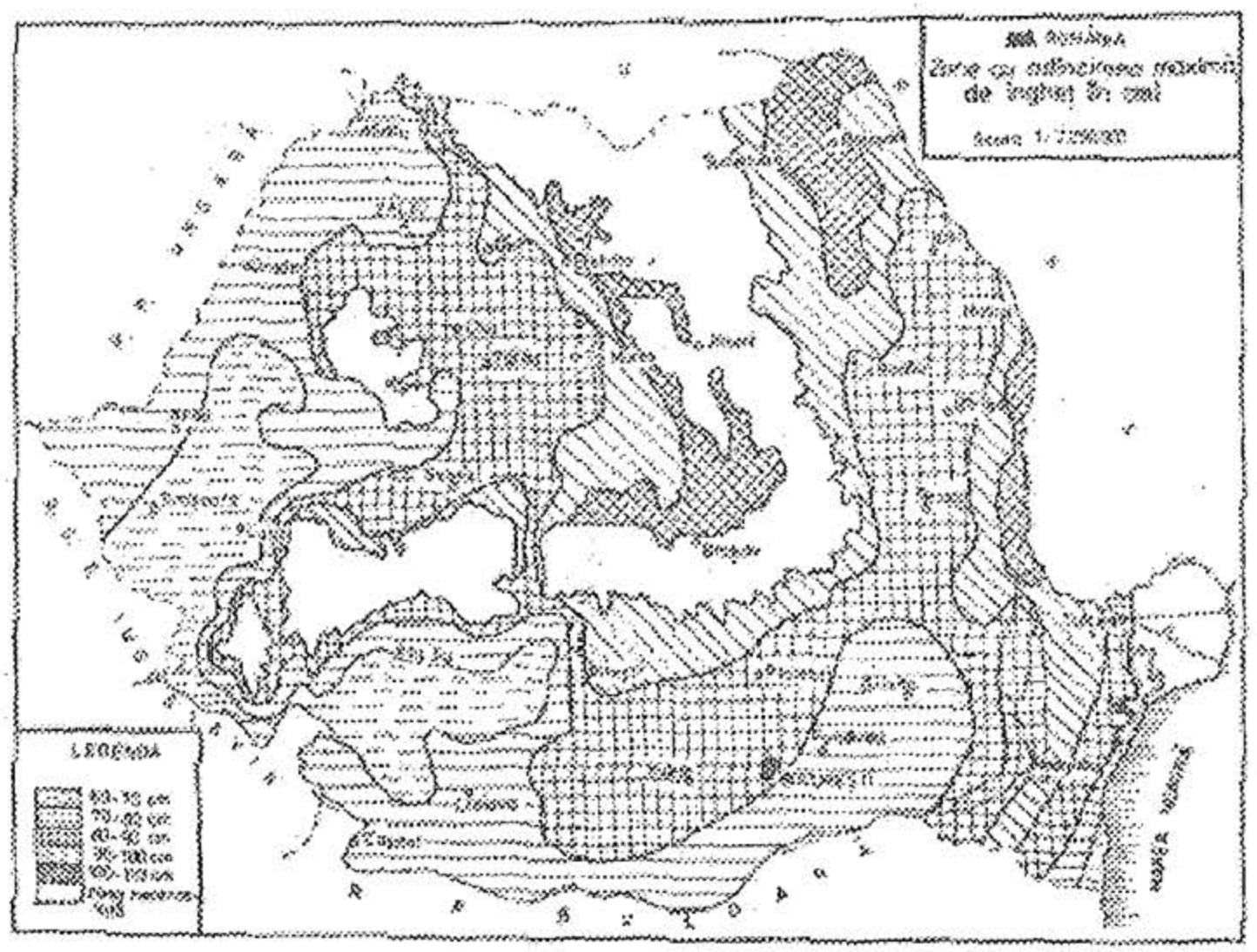


Fig. 1.3. Zone cu adâncimea minimă de îngheţ

Tabelul 1.1. Alegerea adâncimii de fundare

Terenul de fundare	H_i - Adâncimea de îngheţ (cm)	H - Adâncimea apei subterane faţă de cota terenului natural (m)	Adâncimea minimă de fundare (cm)	
			Terenuri supuse acţiunii îngheţului	Terenuri ferite de îngheţ *)
Roci stâncoase	oricare	oricare	30÷40	20
Pietrişuri curate, nisipuri mari şi mijlocii curate	oricare	H≥2,00	H_i	40
		H<2,00	H_i +10	40
Pietriş sau nisip argilos, argilă grasă	H_i≤70	H≥2,00	80	50
		H<2,00	90	50
	H_i>70	H≥2,00	H_i +10	50
		H<2,00	H_i +20	50
Nisip fin prăfos, praf argilos, argilă prăfoasă şi nisipoasă	H_i≤70	H≥2,50	80	50
		H<2,50	90	50
	H_i>70	H≥2,50	H_i +10	50
		H<2,50	H_i +20	50

*) Valorile indicate pentru cazul terenurilor ferite de îngheţ se măsoară de la cota inferioară a pardoselii.

Efectul înghețului nu apare dacă:

- Terenul de fundare nu este sensibil la îngheț,
- Adâncimea de fundare se găsește sub nivelul de îngheț (relația 1.1),
- Înghețul este limitat prin izolare (polistiren >10cm).

1.4.2. Condiția de încastrare în terenul bun de fundare

Fundațiile trebuie încastrate în terenul bun de fundare cel puţin 10-20 cm. Acesta poate fi stratul de fundare natural sau îmbunătăţit.

Terenul bun de fundare, TBF, este acel pământ care sub influenţa încărcărilor exterioare nu suferă deformaţii mari.

Terenul dificil de fundare, TDF, este acel pământ care duce la apariţia unor deformaţii mari a terenului de fundare.

Încadrarea terenului de fundare în cele două grupe se face conform cu recomandările NP 074 / 2007. Rezultă că adâncimea minimă de fundare va fi:

$$D_f \geq H_{TBF} + (10 \div 20\ \text{cm}), \qquad (1.2)$$

unde: H_{TBF} – adâncimea la care se găsește terenul bun de fundare faţă de nivelul terenului înconjurător, Fig. 1.4.

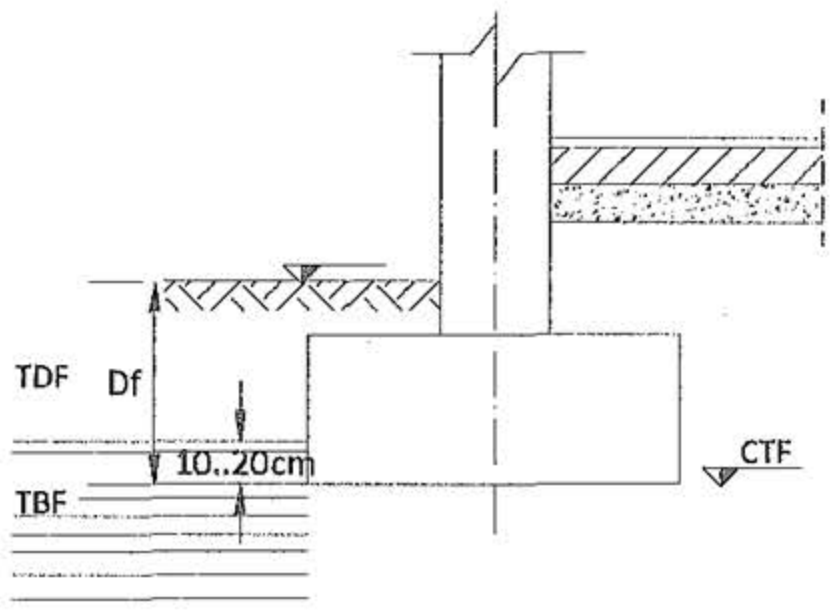


Fig. 1.4. Adâncimea minimă de fundare pentru TBF

Alegerea adâncimii de fundare trebuie să se facă coborând nivelul fundației sub grosimea pachetului de pământ vegetal. Nu se admite rezemarea fundației pe pachetul de pământ vegetal datorită pericolului apariției unor tasări suplimentare prin descompunerea incluziunilor de materii organice (MO>3-10%). Chiar la conținut mai mic de materii organice există posibilitatea apariției unor tasări de curgere lentă cu desfășurare mare în timp.

Pentru cazul în care terenul bun de fundare apare la adâncimi mai mari (2-3m), pentru atingerea cotei minime de fundare se pot folosi blocuri de beton sau chesoane prefabricate, Fig. 1.5.

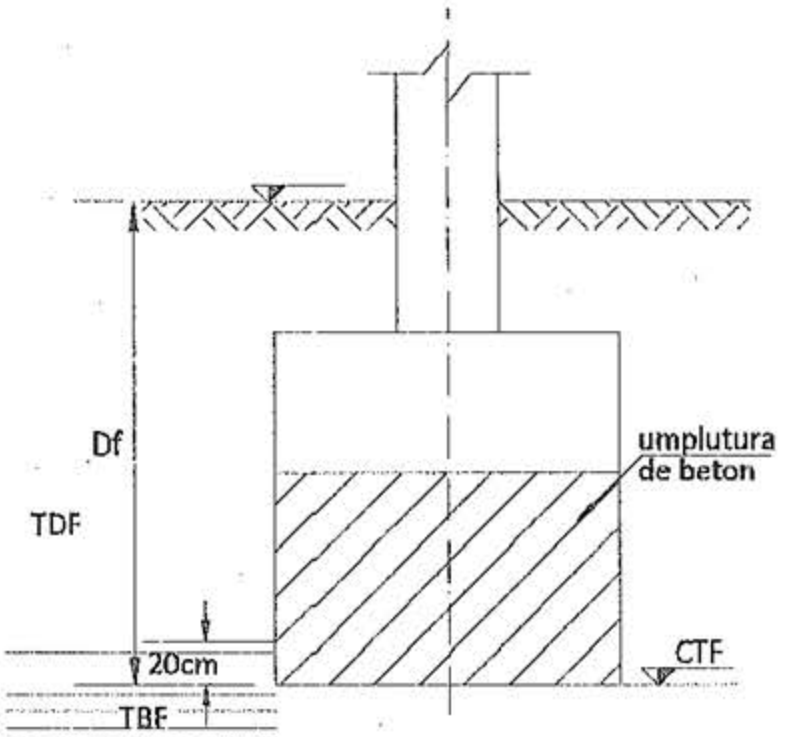


Fig. 1.5. Adâncimea minimă de fundare pentru TBF la adâncimi mari

În cazul terenurilor medii / slabe, alegerea adâncimii de fundare poate fi făcută astfel încât presiunea efectivă să se apropie de valoarea sarcinii geologice la nivelul tălpii fundaţiei, Fig. 1.6. În aceste situaţii, presiunea netă $p_n=p_m-\sigma_{gz}$ care produce tasarea fundaţiei are o valoare redusă, care nu conduce la valori mari ale tasării efective.

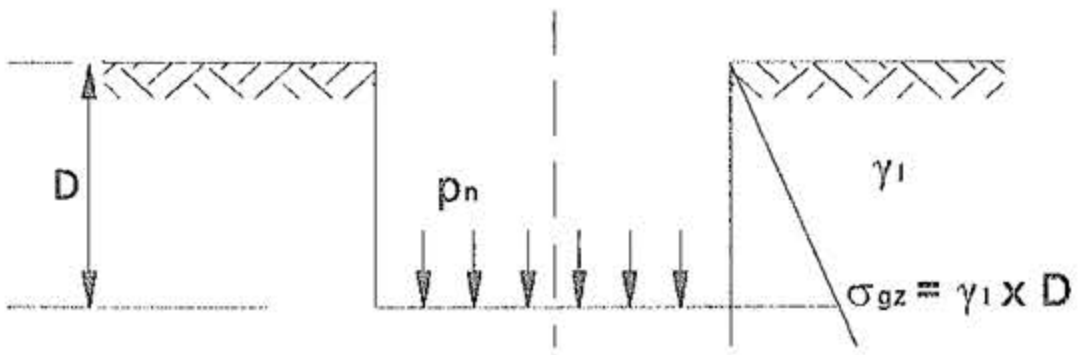


Fig. 1.6. Variaţia sarcinii geologice

Asemenea situaţii pot apare în pachetele de nisipuri fine de îndesare medie, argile plastic consistente / moi etc. Totuşi soluţia nu poate fi folosită la adâncimi ale săpăturii mai mari de 2,00 - 2,50m, din cauza instabilităţii pereţilor săpăturii, recomandându-se folosirea fundaţiilor de adâncime (piloţi etc.).

O atenţie deosebită se va acorda situației în care avem terenuri stratificate. În acest caz, atingerea adâncimii minime de fundare se va face astfel încât să se asigure încastrarea tălpii fundaţiei în terenul bun de fundare pe toată suprafaţa construcţiei. Se vor respecta condiţiile propuse în Fig. 1.7. a. şi b.

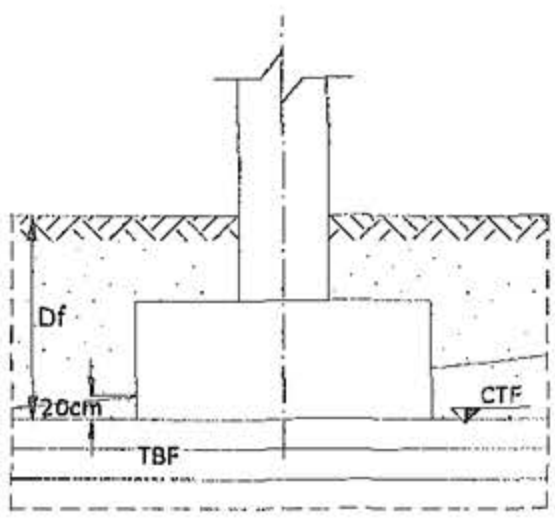
Şi în cazul radierelor generale se recomandă să se asigure rezemarea acestora pe un teren bun de fundare, de preferinţă având aceeaşi rigiditate, Fig. 1.7. c.

În cazul în care nivelul terenului bun de fundare este înclinat, se va proceda astfel, Fig. 1.7.d.:

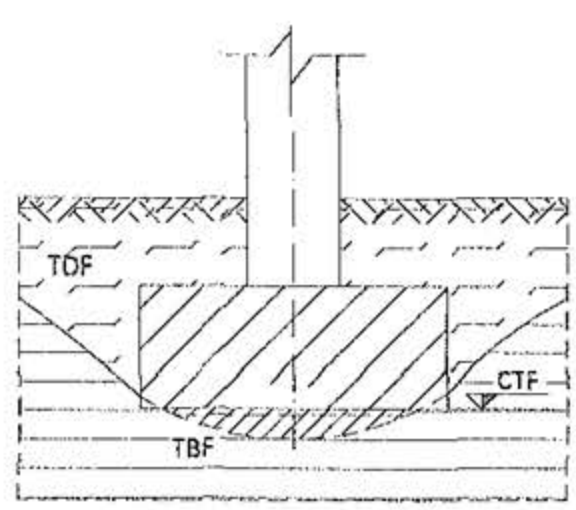
- Dacă panta generală a terenului natural nu depăşeşte 2,5%, talpa fundaţiei se va realiza cu o pantă egală cu aceea a terenului natural,
- Dacă panta este ≤10% talpa fundaţiei se va realiza la acelaşi nivel,
- Dacă panta este >10% talpa fundaţiei se va realiza în trepte, cu respectarea condiţiilor date în normativul NP 112 – 2004.

În această situaţie poate fi adoptat un sistem de fundare de suprafaţă care să conducă la uniformizarea tasărilor în plan (fundaţii pe perne de balast cu grosime variabilă, fundaţii cu valori ale presiunilor acceptabile diferite pe fiecare zonă de construcţie, fundaţii de adâncime etc.)

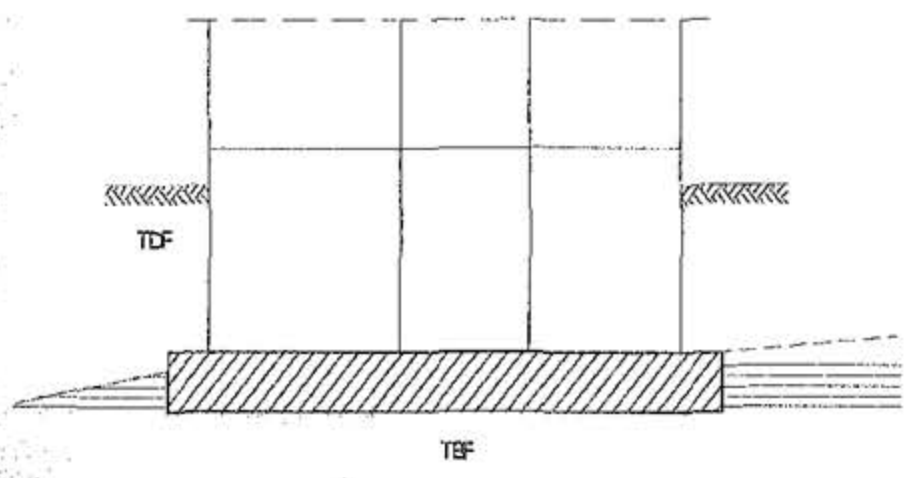
Se va verifica posibilitatea apariţiei fenomenului de afuiere a terenului şi posibilitatea tasării terenului înconjurător, cu efect asupra construcţiilor învecinate.



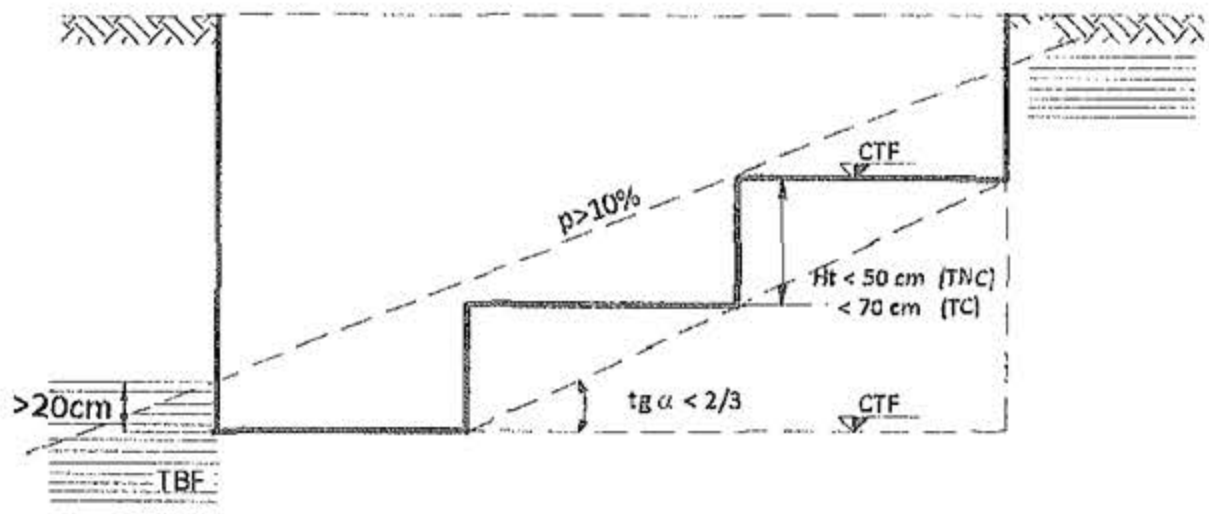
a.



b.



c.



d.

Fig. 1.7. Adâncimea minimă de fundare

În cazul în care pe suprafața tălpii fundației apare o neuniformitate de stratificație pe o anumită adâncime, se recomandă excavarea terenului slab și înlocuirea lui cu un material tare, Fig. 1.8.

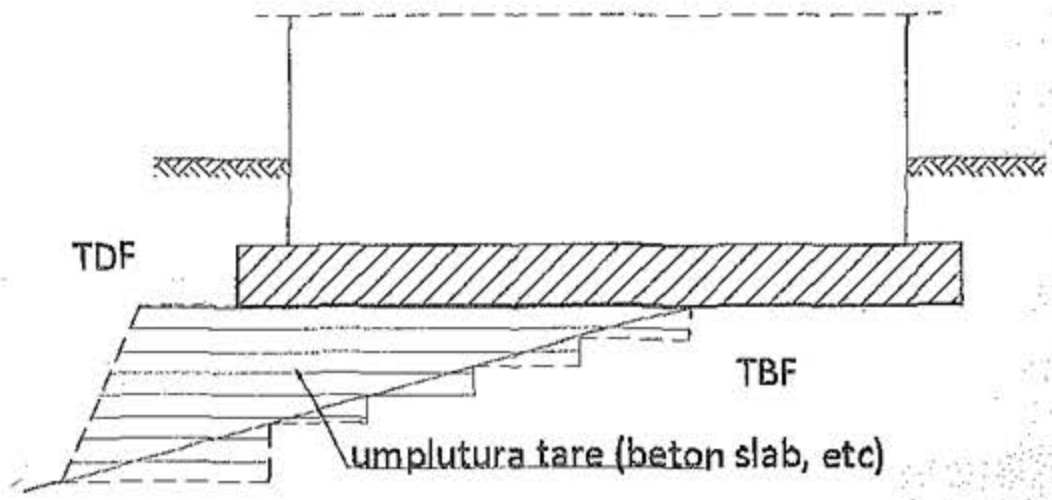


Fig. 1.8. Excavarea terenului şi înlocuirea lui cu beton

În cazul în care adâncimea la care apare terenul bun de fundare este mai mare de 5,00 – 7,00m, se vor adopta fundaţii de adâncime: fundaţii pe piloţi, chesoane sau barete.

O situaţie mai specială apare atunci când stratificaţia terenului este *inversă sau stratificaţia este de tipul celei din* Fig. 1.9. *a şi b. Problema care* se pune în aceste situaţii este în primul rând delimitarea în plan a extinderii terenului dificil, atât pe orizontală cât şi în adâncime, iar în al doilea rând, stabilirea parametrilor de stare / compresibilitate a acestor straturi.

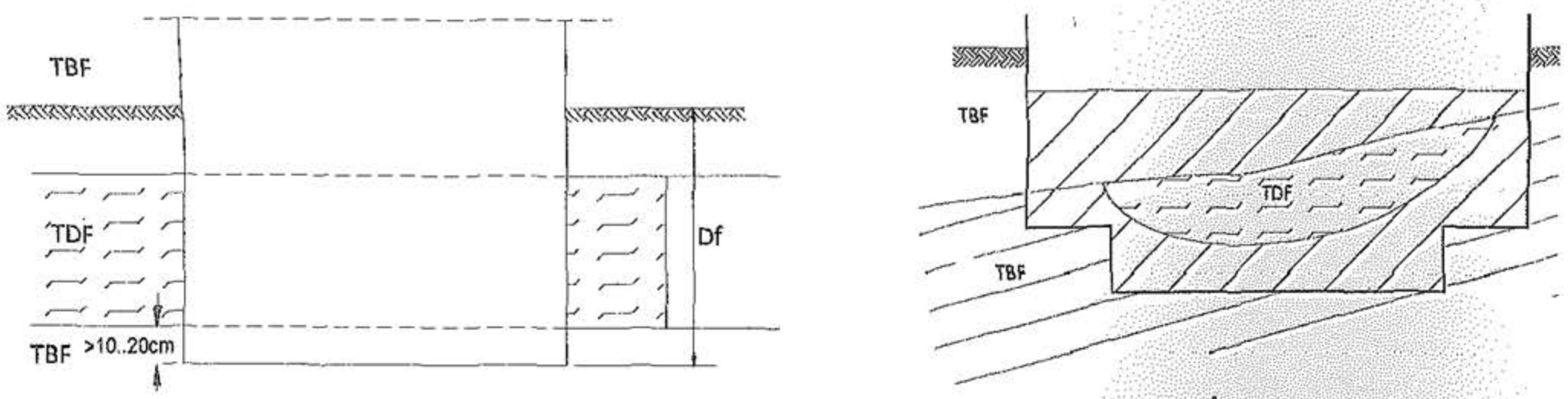


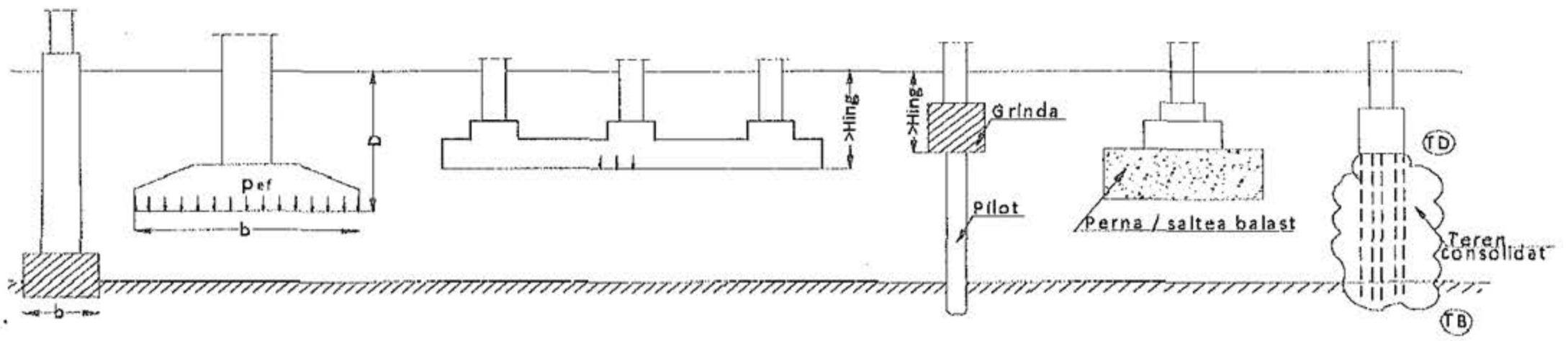
Fig. 1.9. Alegerea adâncimii de fundare la terenuri stratificate

În ambele situaţii alegerea adâncimii de fundare poate fi făcută apelând la una din soluţiile, Fig. 1.10. a, b:

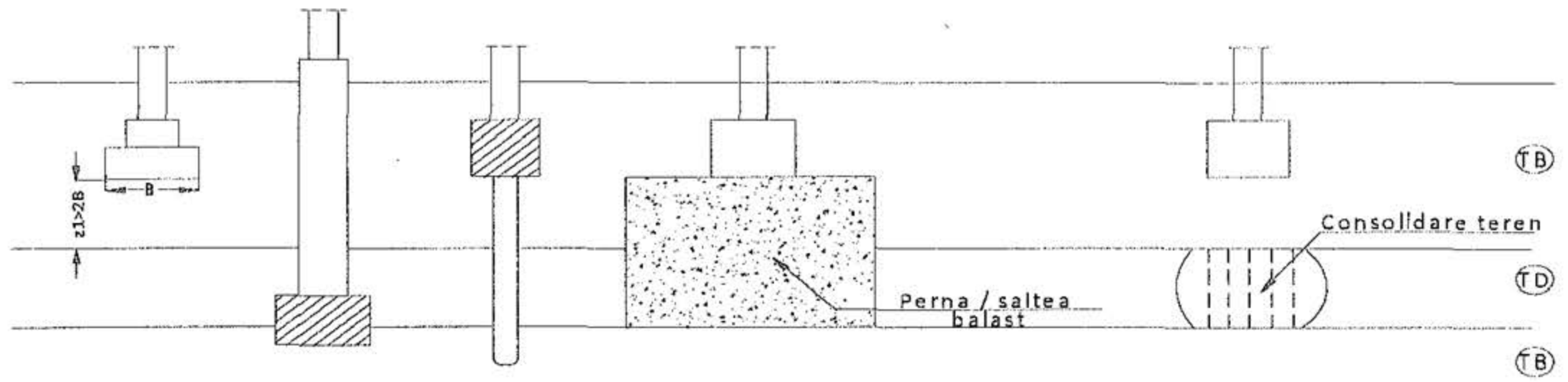
- Adoptarea soluţiei de fundaţii de adâncime (piloţi) cu încastrarea acestora în terenul bun de fundare (≥50cm),
- Adoptarea soluţiei de fundaţii de suprafaţă (directe) cu îndeplinirea condiţiilor impuse de calculul terenului de fundare la starea limită ultimă ($p'_{ef} \leq p_{cr}$, $S_{ef} \leq S_{adm}$, $\Delta_{ef} \leq \Delta_{adm}$ – tasare diferenţială),

– Adoptarea soluţiei de fundaţii directe pe teren îmbunătăţit (perna de balast), cu îndeplinirea condiţiilor cerute de calculul terenului de fundare la SLU. În acest caz adâncimea de fundare se va adopta cu valorile minime admise ($\geq H_{îng}$) faţă de nivelul terenului înconjurător.

Înafara tipurilor de pământ încadrate în grupele de pământuri bune, mijlocii și dificile, trebuie avute în vedere și anumite tipuri de roci mai solubile: var, argilă, ghips, roci sărate la care alegerea adâncimii de fundare trebuie să satisfacă condiția de coborâre sub nivelul inferior al stratului moale.



a.



b.

Fig. 1.10. Soluţii de fundare pe terenuri stratificate

Alegerea corectă a soluţiei de fundare şi a tipului de fundaţie, cât şi adoptarea unor măsuri suplimentare pentru conformarea fundaţiilor, depinde şi de tasarea probabilă a fundaţiei. Pentru o estimare corectă a acesteia se va avea în vedere modul de dispunere a straturilor, cunoaşterea corectă a parametrilor geotehnici ai acestora, depistarea unor lentile de pământuri slabe etc. Aceste cerinţe trebuie cercetate cel puţin până la adâncimea la care se extinde zona de interacţiune cu terenul (zona activă), Fig. 1.11.

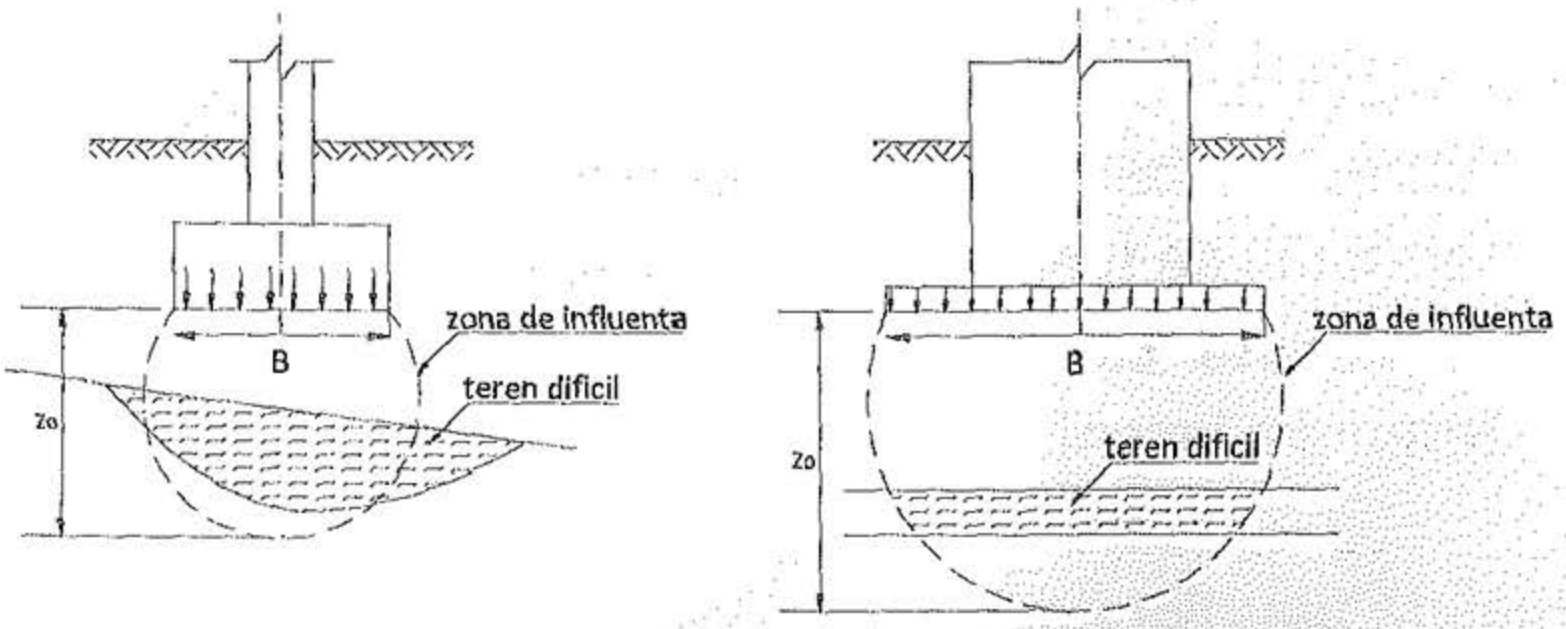


Fig. 1.11. Determinarea zonei active

O estimare aproximativă a adâncimii zonei active se face cu relaţia:

$z_0=(2\div3)B$, unde B - lăţimea fundaţiei,

sau folosind relaţia

$$z_0 = 2Aw_m \cdot B, \qquad (1.3)$$

unde Aw_m - se obţine din Tabelul 1.2. funcţie de raportul L/B.

Tabelul 1.2. Valorile Aw_m

L/B	1	2	3	5	≥10
Aw_m	1,17	1,60	1,89	2,25	2,77

Pentru sisteme de radiere, adâncimea activă se poate determina cu relaţia:

$z_{01}=(6+0,10B)\alpha$ - pentru pământuri necoezive,

$z_{02}=(9+0,15B)\alpha \approx 1,50\ z_{01}$ - pentru pământuri coezive,

în care α =0,8 - pentru efort efectiv pe talpa fundaţiei de 100kPa,

α =1,2 - pentru efort efectiv pe talpa fundaţiei de 500kPa.

Pentru pământuri cu umflări şi contracţii mari (PUCM), adâncimea la care se dispune talpa fundaţiei faţă de nivelul terenului natural sau amenajat se adoptă funcţie de nivelul apei subterane, Fig. 1.12. a şi b:

$D \geq 1,50m$, pentru $H_w \leq 2,00m$,

$D \geq 2,00m$, pentru $H_w \geq 2,00m$.

Aceasta este adâncimea minimă la care contracția și umflarea pământurilor argiloase, datorată variației sezoniere de umiditate sau copacilor , arbuștilor, nu mai poate provoca deformații apreciabile.

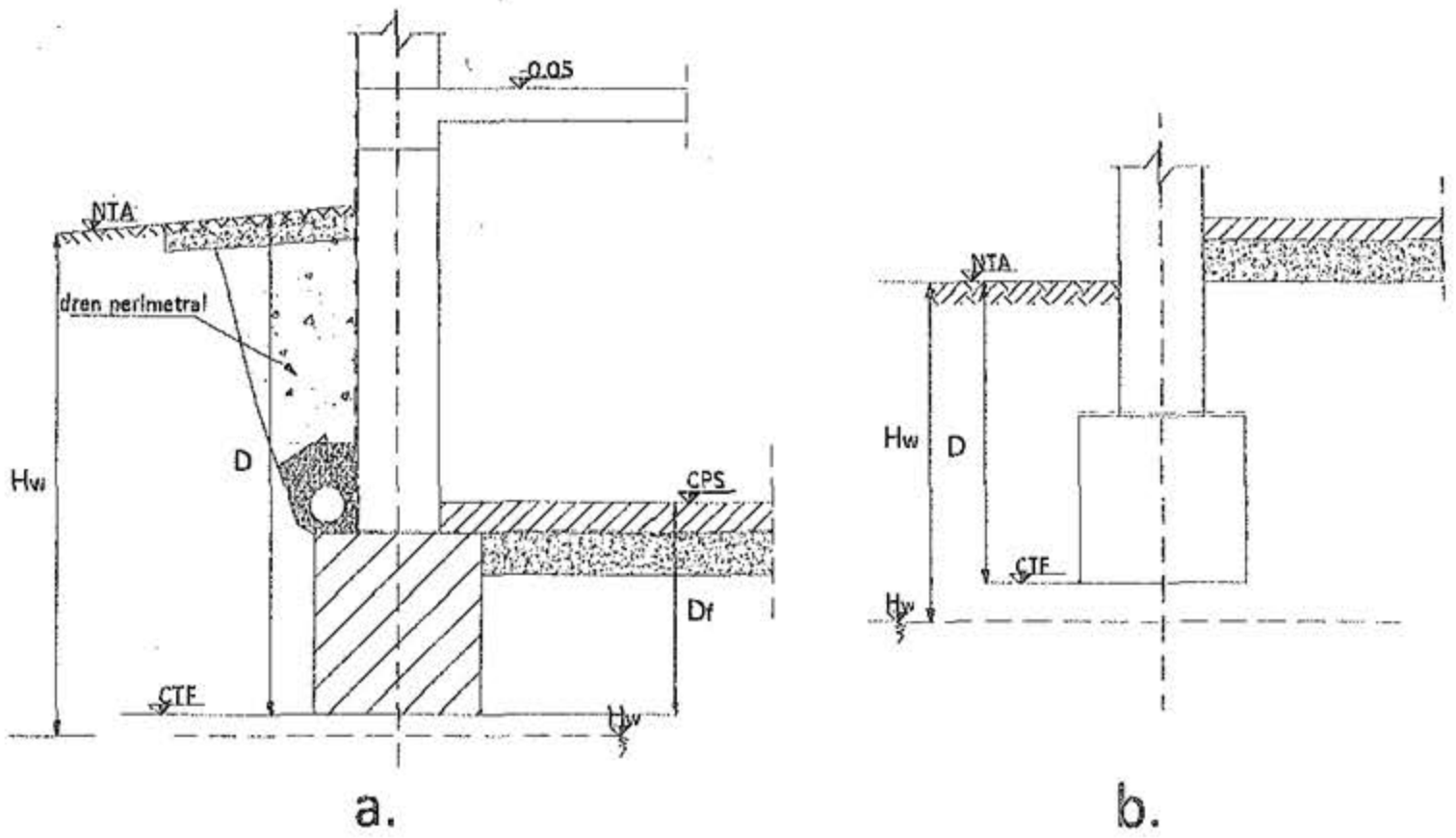


Fig. 1.12. Adâncimea minimă de fundare la pământuri contractile

1.4.3. Nivelul apelor subterane, NAS

Pentru adoptarea adâncimii de fundare este importantă identificarea acviferului freatic și zonarea umidității pe verticală, cu încadrarea stratului în zonă nesaturată, zonă de ascensiune capilară și zonă de saturație. Pentru sistemele de fundare de suprafață este importantă stabilirea adâncimii zonei nesaturate, între suprafața terenului și nivelul acviferului freatic, unde $S_r<1$ și în care mișcarea apei este controlată în principal de tensiuni capilare și tensiunile datorate complexelor de adsorbție.

Conform SR EN 22475-1, acviferele sunt limitate în culcuș și uneori și în acoperiș de terenuri cu permeabilitate redusă, clasificate în:

- Terenuri absolut impermeabile ($k<10^{-7}$cm/s),
- Terenuri semipermeabile ($10^{-4}<k<10^{-7}$ cm/s),
- Terenuri cu permeabilitate foarte mică ($k=10^{-4}...10^{-1}$cm/s),

Funcție de tipul de permeabilitate al terenului, în calculul geotehnic se adoptă parametrii geotehnici în:

- Condiții drenate: φ', c', γ,
- Condiții nedrenate: φ_u, c_u, γ' sau γ_{sat}.

La alegerea adâncimii de fundare, în cazul sistemelor de fundare directă, pe cât posibil, se evită fundarea sub nivelul apelor subterane. Dacă un nisip este afânat şi saturat, variaţia bruscă a nivelului apei subterane, precum şi solicitările dinamice (vibraţii) îl pot aduce în stare de lichefiere, ceea ce are ca urmare o tasare bruscă a fundaţiei.

Chiar dacă avem de executat săpături cu adâncimi mici (80-100 cm), în terenuri nisipoase fine sub apă, apar deficienţe majore legate de

prăbuşirea malurilor şi imobilitatea fundului săpăturii care suferă o "afânare" şi deci o micşorare a capacităţii portante.

În aceste situaţii, pentru evitarea producerii unor tasări, se recomandă adoptarea unor presiuni acceptabile reduse sau fundarea pe radiere generale; de asemenea se impune adoptarea unei rigidităţi sporite a sistemului de fundare.

Dacă deasupra nivelului apei nu poate fi asigurată o capacitate portantă satisfăcătoare este mai economic să se fundeze pe piloţi.

Putem întâlni 3 situaţii:

– Nivelul apei subterane este coborât, caz în care talpa fundaţiei se găsește deasupra NAS şi nu sunt necesare lucrări de epuizment, Fig. 1.13.
– Nivelul tălpii fundaţiei se găseşte sub nivelul apei subterane, caz în care se prevăd lucrări normale de epuizment sau drenare, fără riscul de degradare a unor lucrări alăturate, Fig. 1.14.

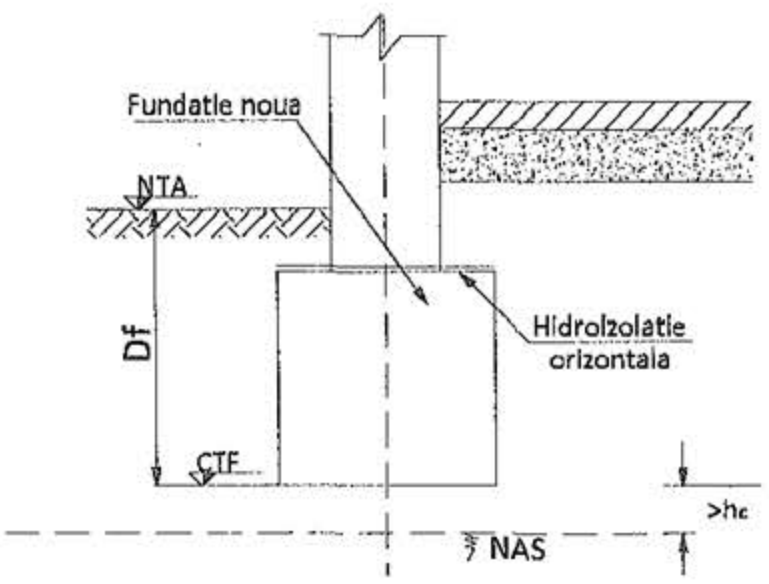


Fig. 1.13. Alegerea adâncimii de fundare funcţie de nivelul apei subterane

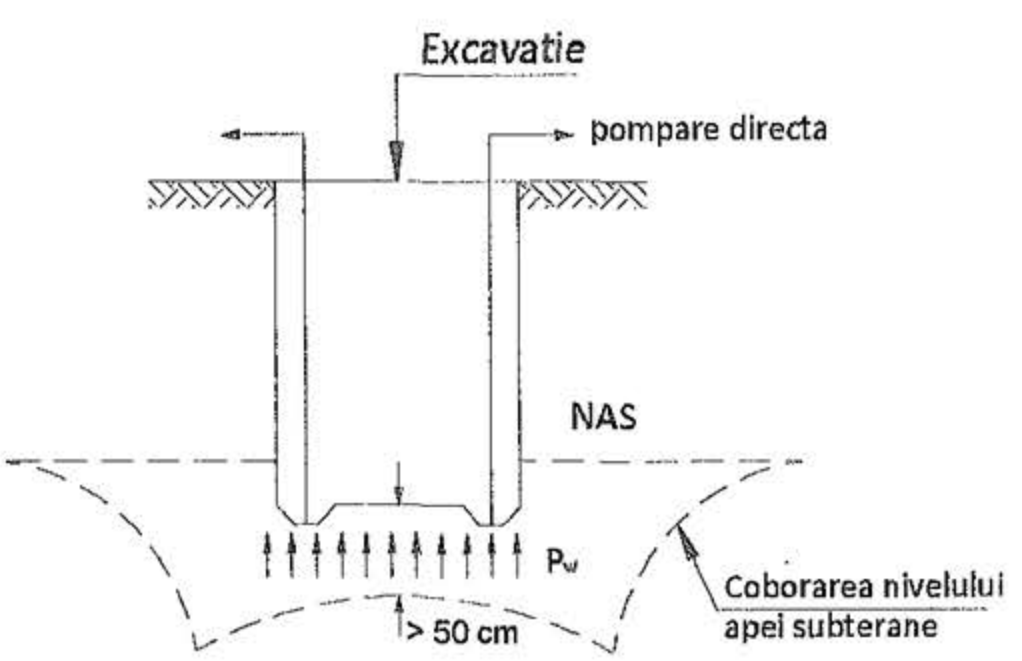
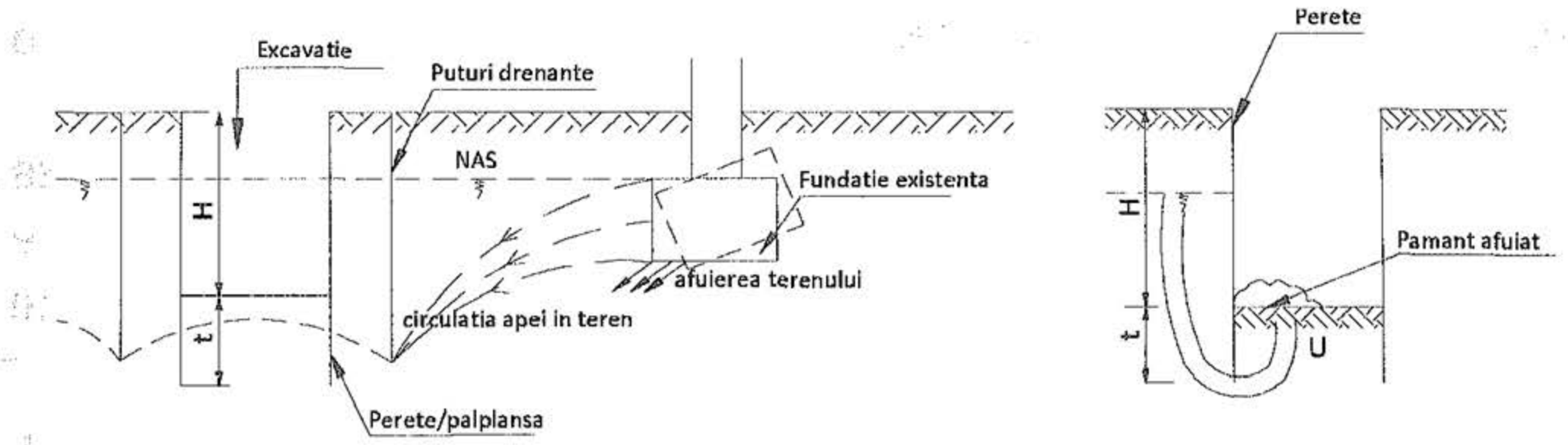


Fig. 1.14. Coborârea nivelului apei subterane prin pompare directă

– Nivelul tălpii fundaţiei coboară sub nivelul apei subterane în condiţii hidrogeologice deosebite, impunând lucrări de epuizment cu caracter excepţional, Fig. 1.15. a.



a. b.

Fig. 1.15. Coborârea nivelului apei subterane cu pereţi din palplanşe sau puţuri drenante

În asemenea situaţii, pentru eliminarea riscului producerii unor fenomene de afuiere, pot fi folosite susţineri cu palplanşe, perdele de piloţi sau pereţi mulaţi, Fig. 1.15. b. Este obligatorie verificarea la starea limită HYD (vezi paragraful 2.5.)

În cazul lucrărilor care rămân permanent sub nivelul apei subterane (subsoluri, cuve etc.), este foarte importantă verificarea acestora la acţiunea subpresiunii apei (starea limită UPL), Fig. 1.16.

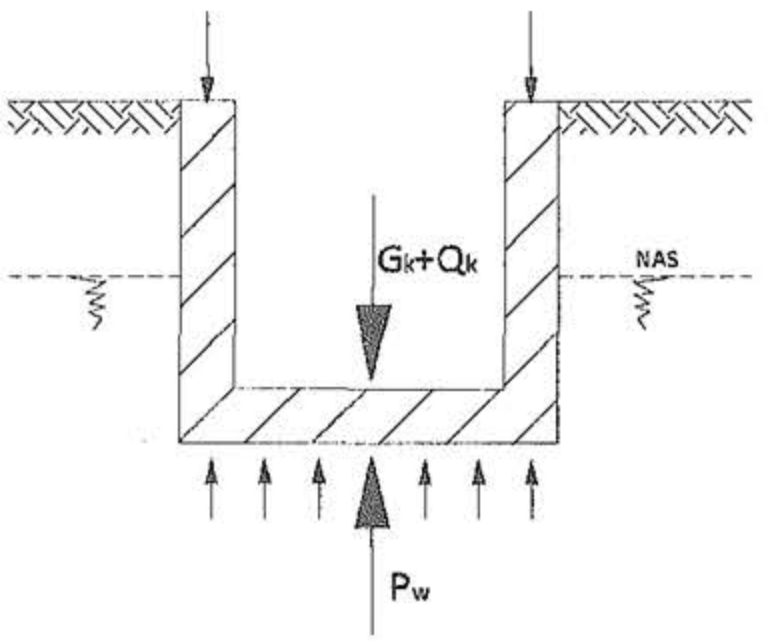


Fig. 1.16. Verificarea fundaţiilor la acţiunea subpresiunii apei

1.4.4. Adâncimea minimă dictată de funcţiunile tehnologice.

O problemă deosebită poate apărea în cazul construcţiilor cu cedare de căldură (cuptoare) sau frig (hale frigorifice) fundate pe terenuri contractile. În aceste situaţii efectul temperaturilor extreme poate conduce la fenomene de contracţie şi umflare care să ducă la apariţia unor tasări neuniforme la fundaţiile structurii portante. Se vor executa structuri care să conducă la o izolare a cauzelor.

La construcţiile înalte (coşuri de fum, construcţii turn etc.) pentru a asigura o bună conlucrare teren – construcţie se recomandă adoptarea

unei valori a adâncimii de fundare de min (1/8 ÷ 1/10) din înălţimea suprastructurii.

Condiția nu este obligatorie la structurile rezemate pe terenuri bune, dacă ele îndeplinesc condiția de înclinare a construcției.

La construcțiile solicitate la sarcini orizontale mari se recomandă verificarea la alunecare a întregii suprafețe active a fundațiilor, adoptând o valoare a coeficienților de frecare conform Tabelului 2.13.

La construcţiile înalte, cu regimuri diferite de înălţime, pentru o mai bună comportare la sarcini seismice, dar şi pentru obţinerea unei capacităţi portante mai mari, se recomandă dispunerea tălpii fundaţiei la adâncimi diferite.

1.4.5. Criteriul vecinătăţilor

Amplasarea fundaţiilor unei construcţii noi, se face cât mai departe de construcţiile vecine, astfel încât între construcţia noua şi cea veche să nu existe nici un fel de legătură, Fig. 1.17.

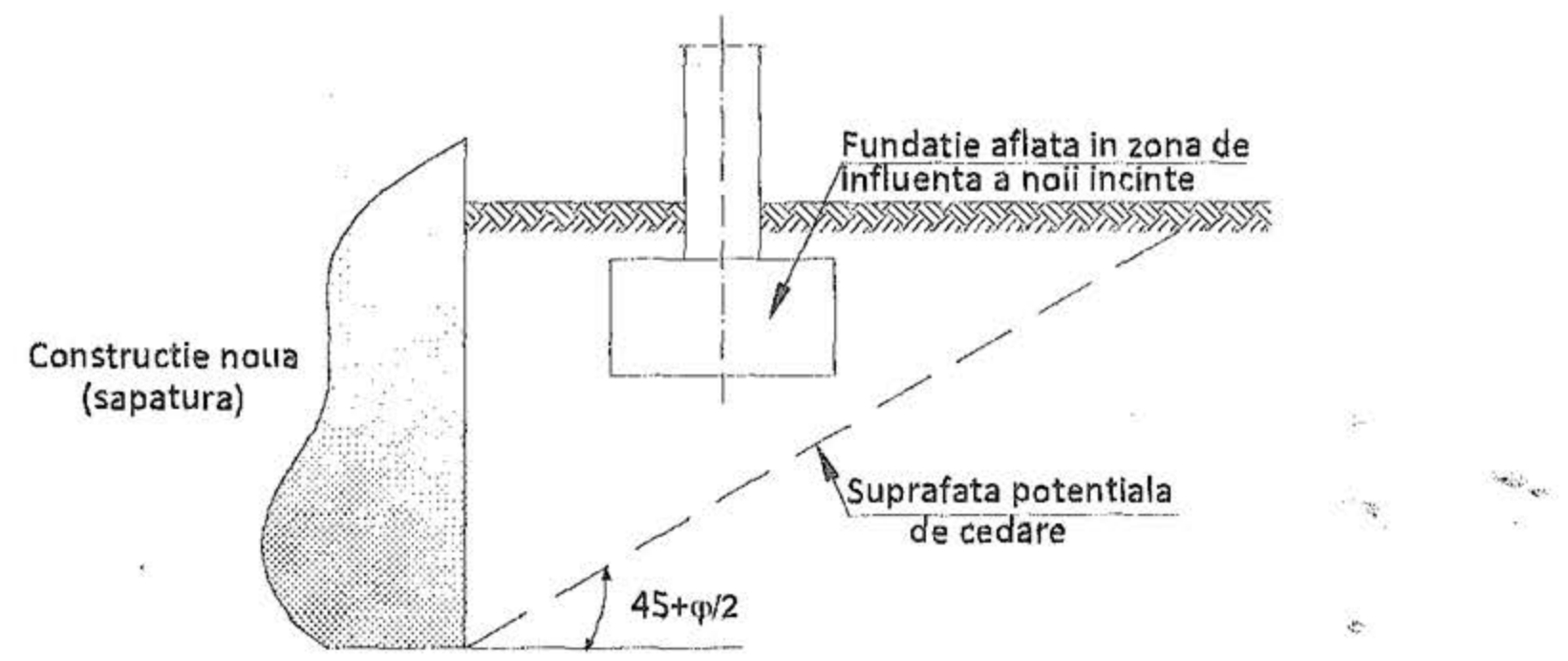


Fig. 1.17. Zona de influenţă a săpăturilor adiacente

Noua incintă, va fi considerată în vecinătatea unei clădiri existente, dacă ea influenţează clădirea existentă din punct de vedere al deplasării terenului adiacent.

În cazul în care se impune execuţia săpăturilor pentru fundaţii în vecinătatea construcţiilor existente, se recomandă adoptarea unei soluții de subzidire, Fig. 1.18. Soluția este viabilă numai în cazul în care diferența de cotă nu depășește 1,00m. Subzidirea fundaţiei vechi se va face cel puţin până la cota fundaţiei noi, Fig. 1.18.a.

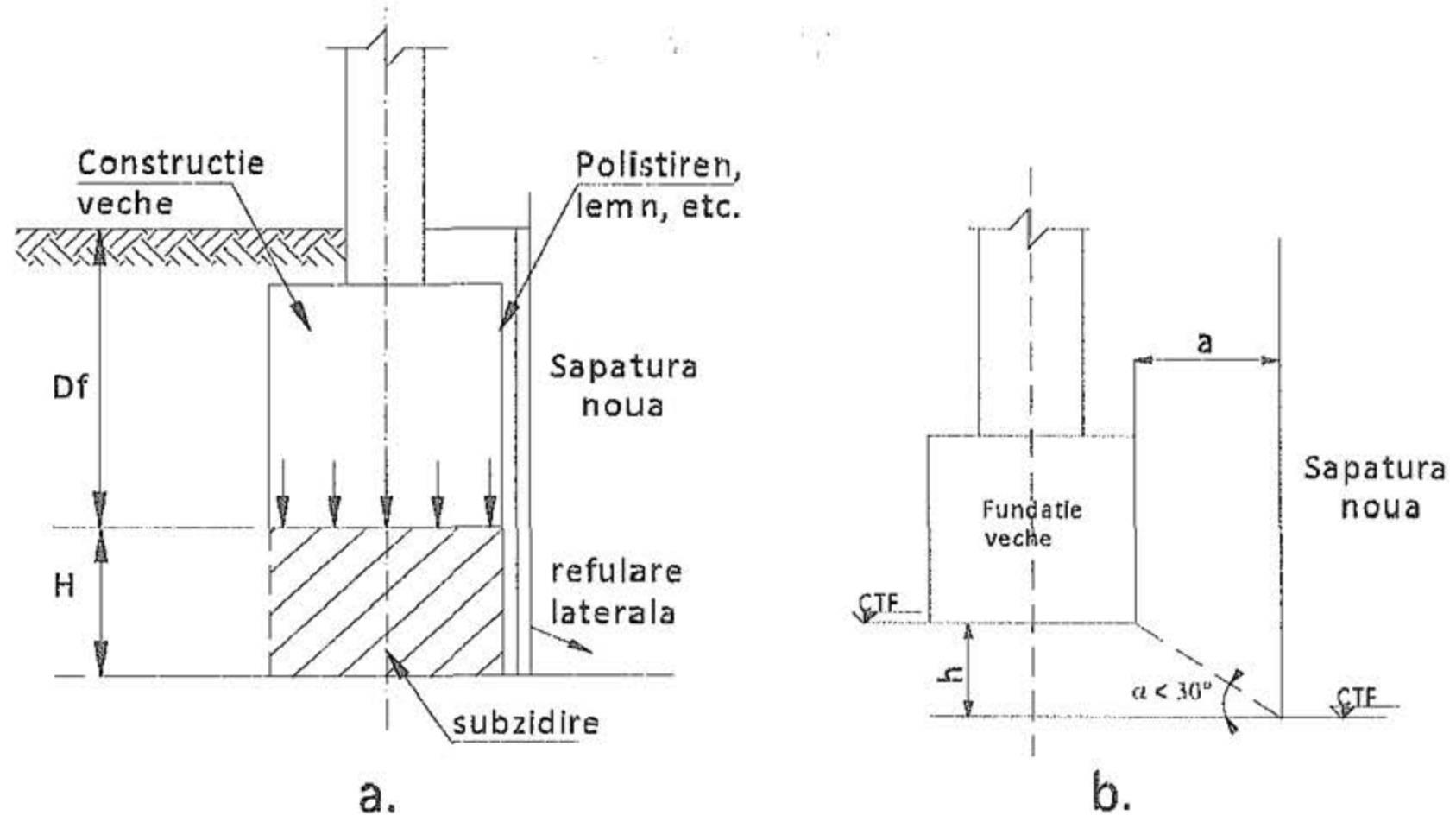


Fig. 1.18. Soluţii pentru fundaţii în vecinătatea săpăturilor adânci.

Executarea lucrărilor de săpături şi de turnare a betonului în subzidire se va face cu asigurarea unei berne de protecţie şi executarea unor casete de săpături şi turnare a fundaţiei pe tronsoane (≤1,50m), decalate în lungul pereţilor, Fig. 1.18.

În cazul execuţiei unor săpături cu adâncime medie sau mare (H≥5,00m), execuţia săpăturii în vecinătatea unei construcţii existente poate fi făcută numai cu asigurarea unei sprijiniri a pereţilor săpăturii.

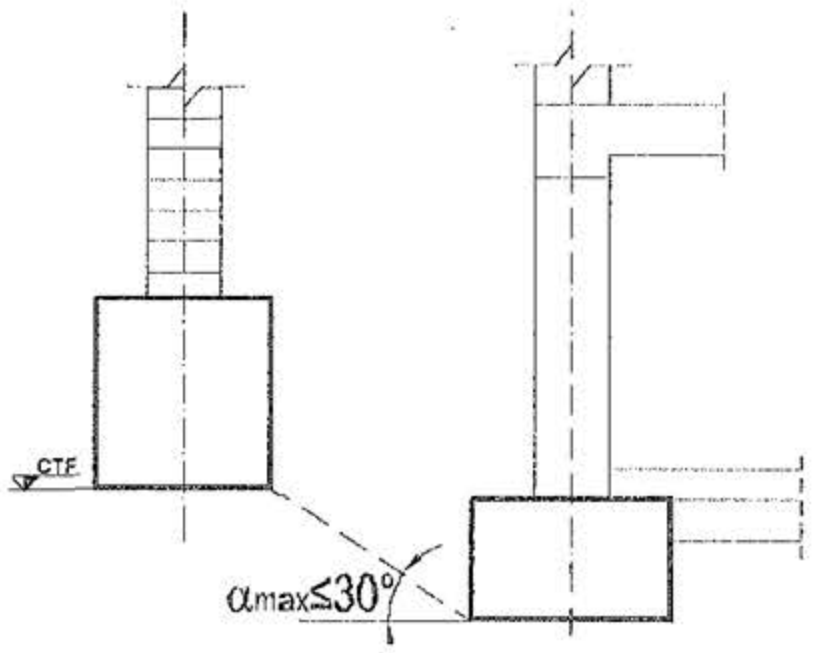


Fig. 1.19. Executarea fundaţiilor izolate învecinate

La executarea fundaţiilor izolate învecinate, tălpile fundaţiilor se amplasează astfel încât $\alpha_{max} \leq 30^0$, Fig.1.19. Ordinea de execuţie este: executarea mai întâi a fundaţiilor mai adânci, iar după realizarea umpluturii la nivelul tălpii fundaţiei se trece la executarea fundaţiei la cota superioară.

Când construcţia va avea un regim de înălţime a subsolului mai mare (>3-4m), conformarea fundaţiei în zona de vecinătate trebuie să asigure atât rigiditatea clădirii, cât şi protejarea construcţiei vecine. În această situaţie poate fi adoptată una din soluţiile:

a. Executarea în lungul peretelui a unei perdele de piloţi tangenţi sau distanţaţi, Fig. 1.20. a, b. În cazul în care avem apă subterană cu nivel ridicat se recomandă executarea unor piloţi secanţi sau executarea unor pereţi din coloane echidistante cu piloţi drenanţi pentru diminuarea presiunii apei asupra peretelui din piloţi, Fig. 1.20. c. La înălţime mai mare de 4,00m se impune sprijinirea peretelui cu ancoraje injectate sau reazeme simple, Fig. 1.21.

În cazul în care nivelul apei este ridicat, pentru executarea fundației în uscat se propune executarea unor perdele de piloți secanţi: piloţi primari din beton simplu (C6/7,5) şi piloți secundari din beton armat, Fig. 1.22.

Pentru adâncimi mai mici (un nivel de subsol), conturul se poate realiza cu o perdea de minipiloţi (≤300mm).

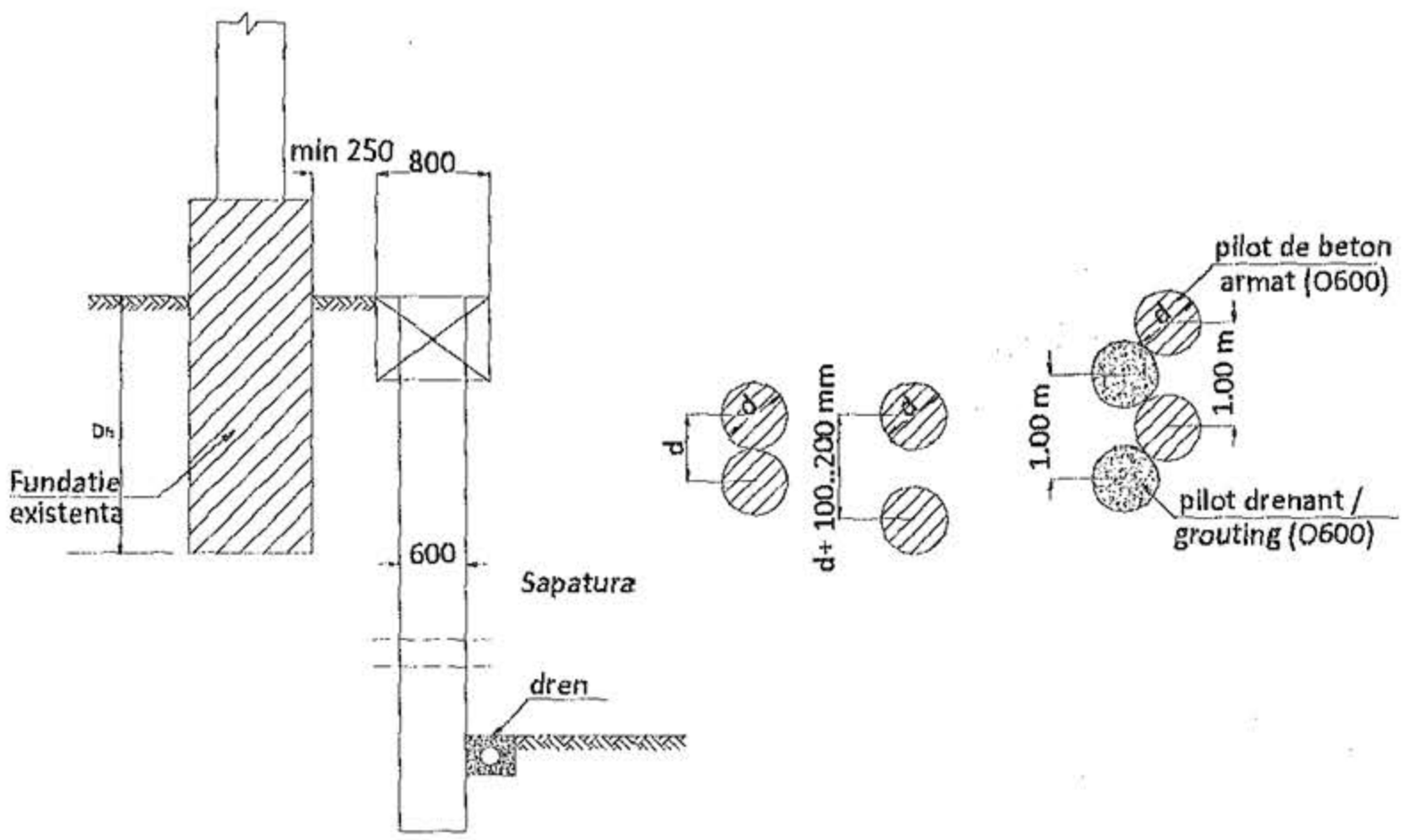


Fig. 1.20. Pereți de sprijin din piloți tangenți

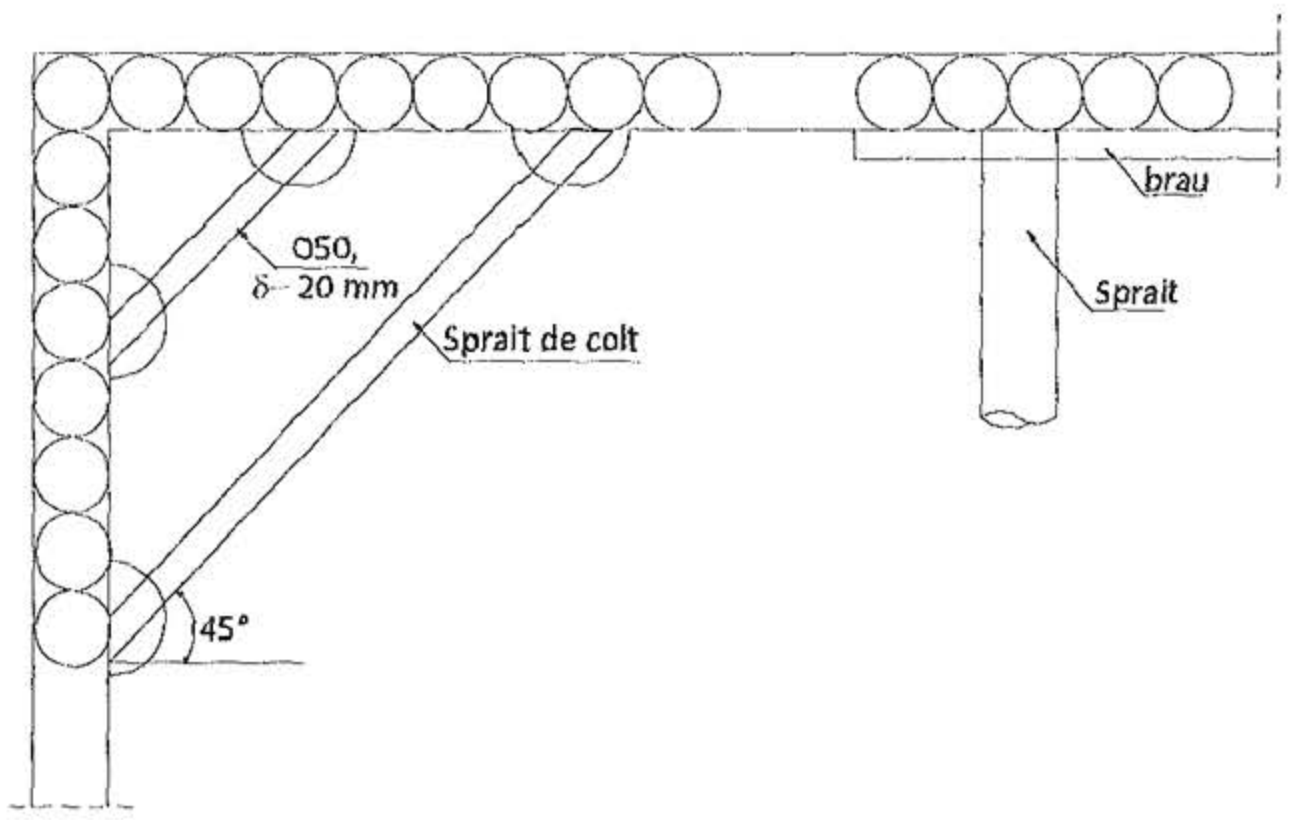


Fig. 1.21. Sprijiniri cu reazeme simple

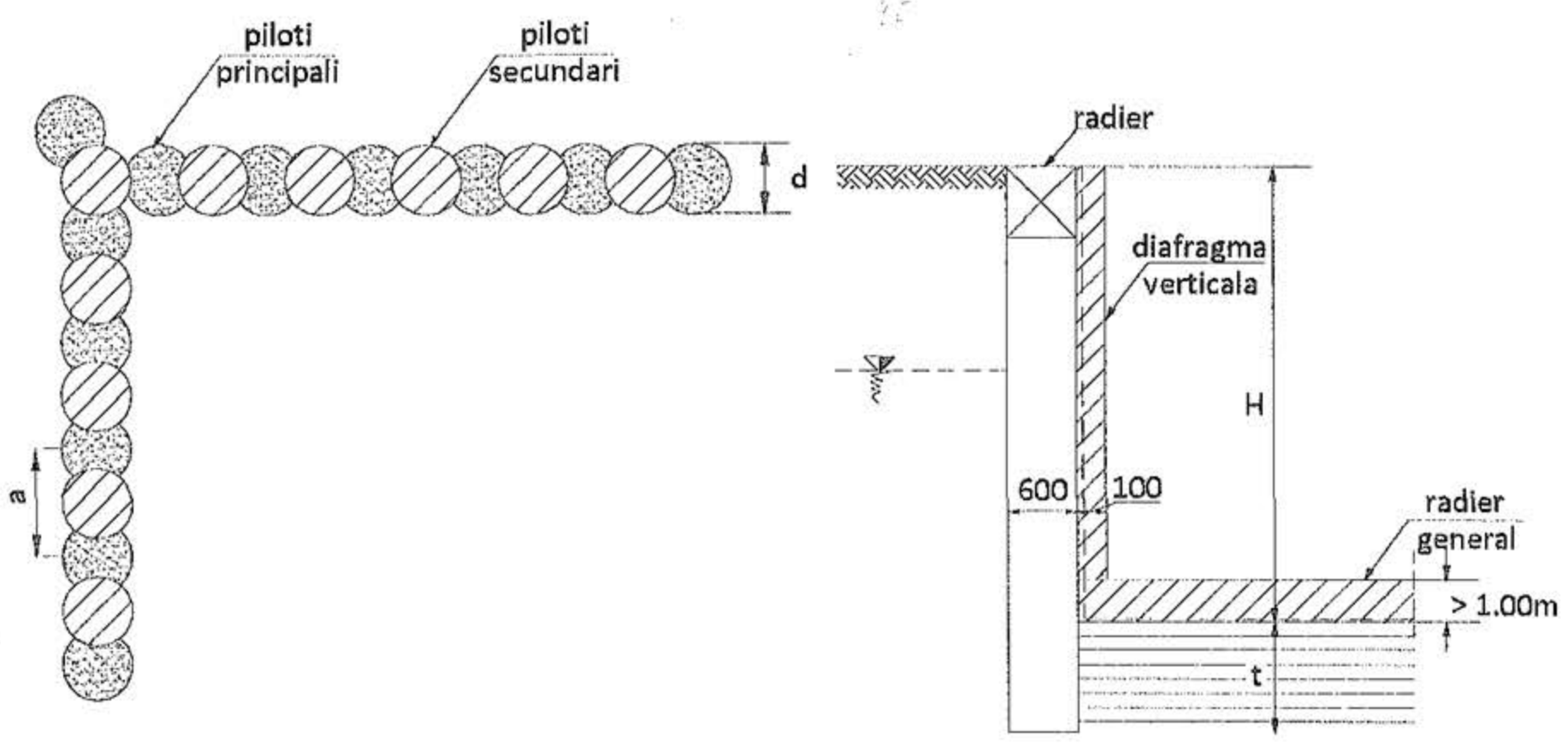


Fig. 1.22. Sprijiniri cu pereți secanţi

b. Retragerea peretelui de subsol și realizarea suprastructurii în consolă, Fig. 1.23.

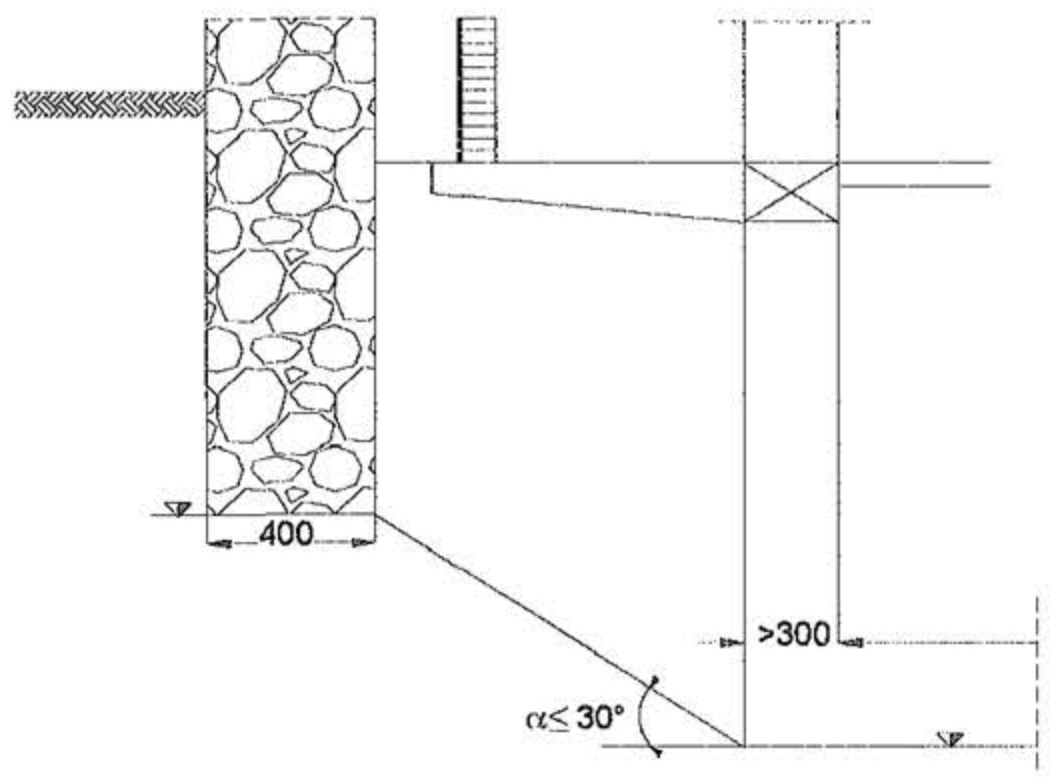


Fig. 1.23. Retragerea peretelui de subsol

c. Executarea unor fundaţii izolate sub stâlpi pe lățimi limitate (≤1,00m) și legarea acestora pe direcţia longitudinală şi transversală cu grinzi de echilibrare şi centuri pe retragerea subsolului, Fig. 1.24.

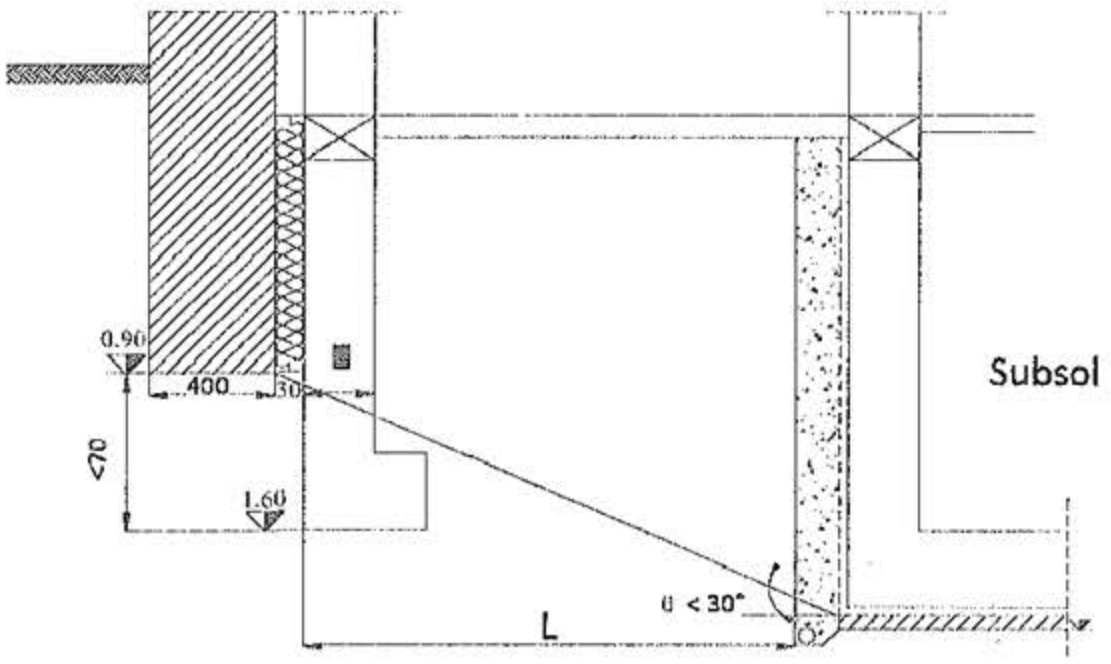


Fig. 1.24. Executarea unor fundaţii pe adâncimi în trepte

d. Executarea pe sectoare a fundaţiei, Fig. 1.25.

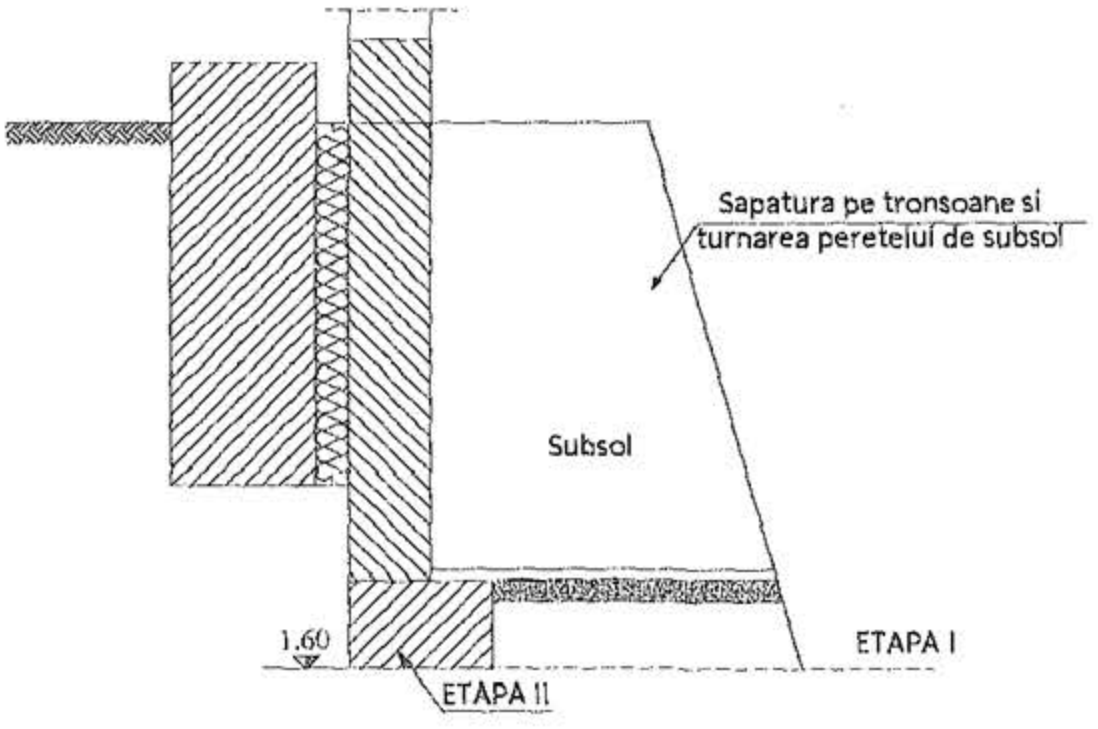


Fig. 1.25. Executarea unor fundaţii pe sectoare (≤1.00)

O situaţie importantă o reprezintă efectul execuţiei unor săpături adânci asupra construcţiilor existente. Executarea unor pereţi din piloţi secanţi conduce la o deformare a structurii pământului din zona de influenţă pe orizontală, dar şi la o deformare a suprafeţei terenului înconjurător datorită deformaţiilor elastice ale peretelui. Prin aceasta, clădirile situate în zona de influenţă pot suferi tasări şi rotiri ale fundaţiei sau pereţilor subsolului. Se impune consolidarea fundaţiilor şi o rigidizare a sistemului structural al pereţilor de fronton (fundaţie, perete etc.), Fig. 1.26.

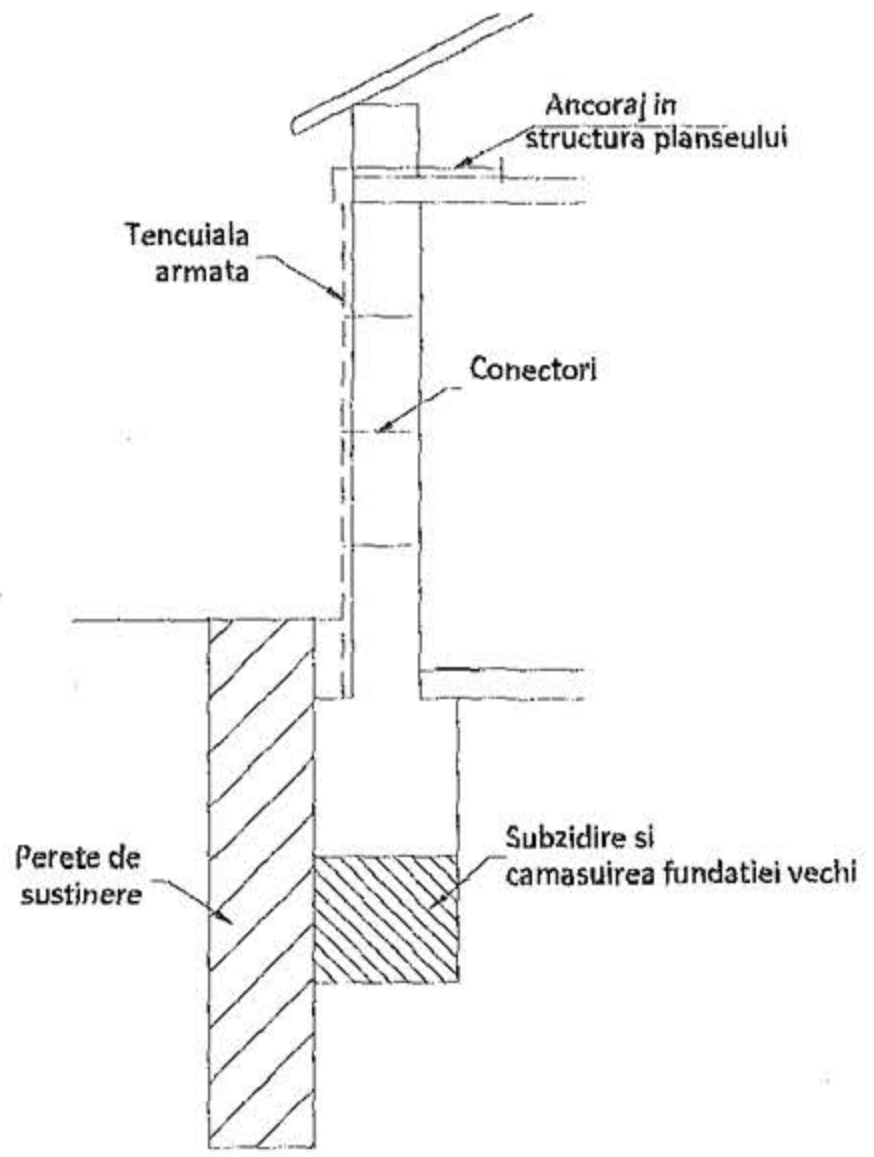


Fig. 1.26. Consolidarea pereţilor învecinaţi

Este importantă de asemenea luarea în considerare a unor viitoare săpături pentru instalații, apropiate de fundații.

Astfel executarea unor săpături pentru instalații în apropierea fundațiilor unui zid de sprijin sau a unui perete de susținere (piloți, perete mulat) poate produce o înclinare a sistemului de sprijinire, Fig. 1.27.

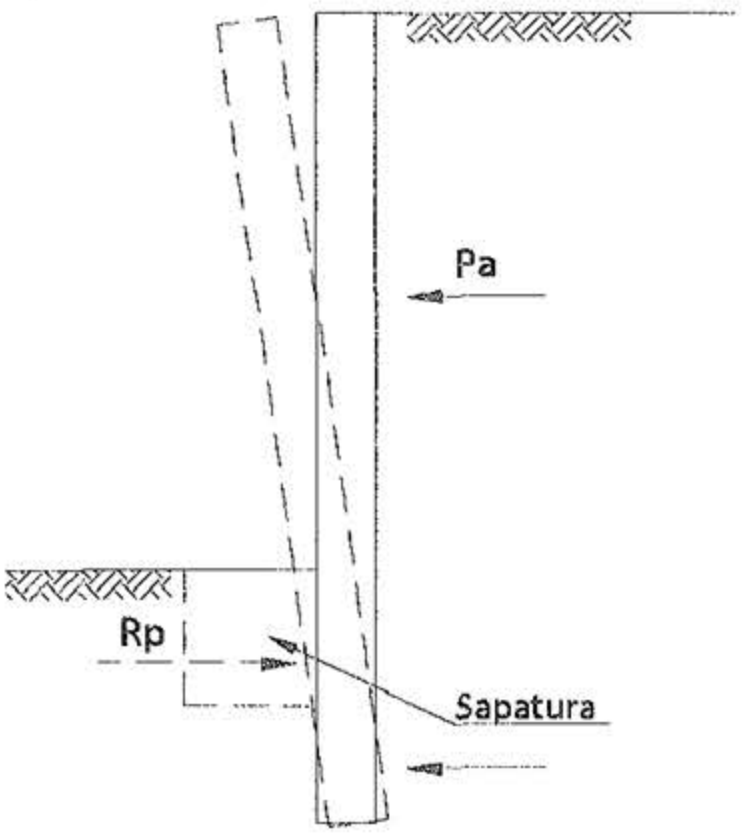


Fig. 1.27. Săpături lângă pereți de sprijinire

Și asupra fundațiilor izolate, executarea unor săpături poate să conducă la micșorarea capacității portante și la înclinarea fundației, Fig. 1.28.

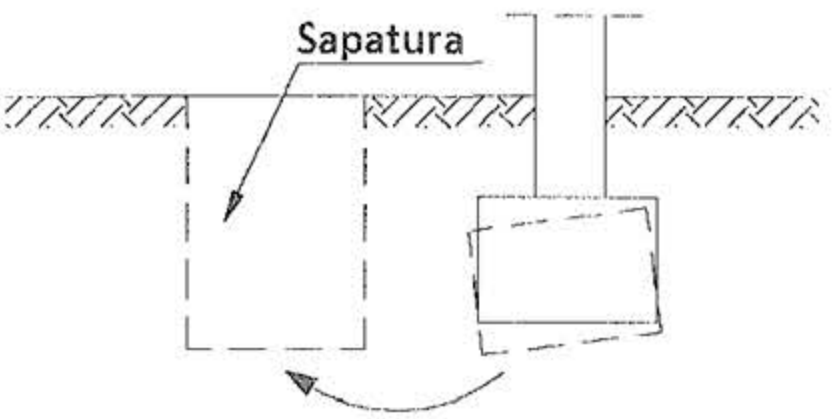


Fig. 1.28. Săpături în vecinătatea fundații continue.

1.5. Fragmentarea construcţiilor

Fragmentarea (segmentarea) construcţiilor prin rosturi de tasare se continuă inclusiv la nivelul fundaţiilor (având fundaţii complet separate).

La pământuri contractile, sensibile la umezire/compresibile – rostul de tasare este de min. 30mm în zone seismice şi 50mm în zone neseismice, Fig. 1.29.

Rosturile de tasare se prevăd şi la modificarea regimului de înălţime, între corpuri de clădiri dezaxate etc., Fig. 1.30.

Atunci când prin soluţii de fundare pe piloţi de compensare (reducerea tasării) se asigură o tasare apropiate între diferitele corpuri de clădire se poate renunţa la executarea unor rosturi de tasare în radierele de beton armat sau la fundaţii izolate.

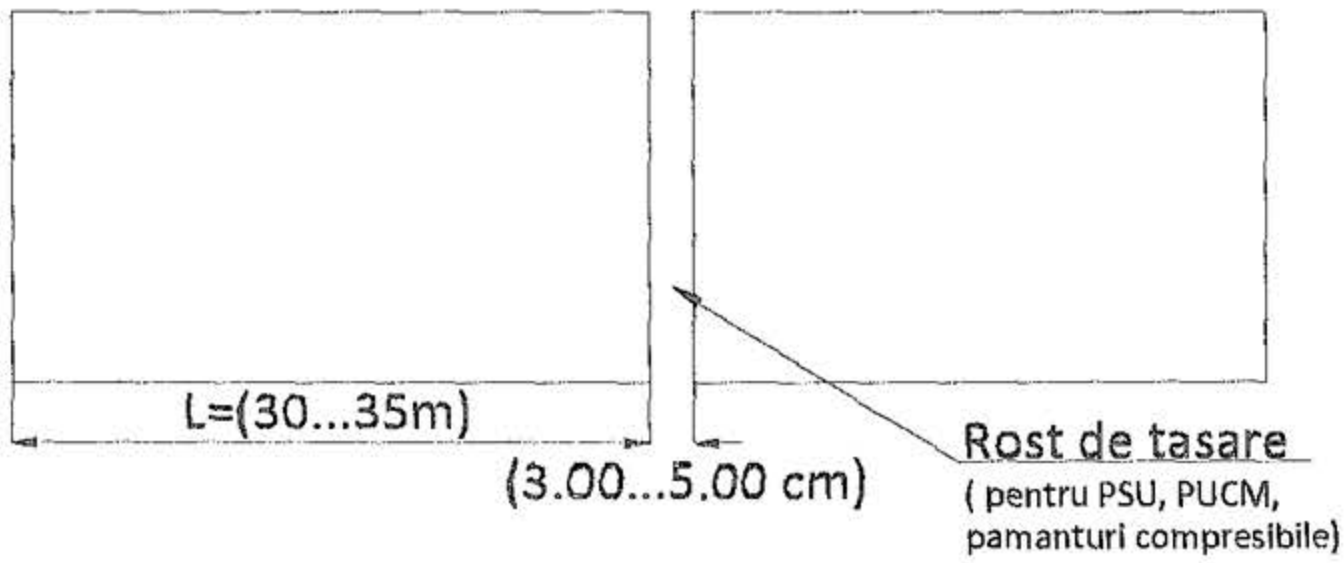


Fig. 1.29. Rost de tasare.

Conform SR EN 1992-1:2004 / NB: 2008, pentru clădiri nu este necesar să se țină seama de efectul deformațiilor din variații de temperatură, dacă se prevăd rosturi de dilatare în suprastructuri, la distanțe de cel puțin (L):

- La construcții termoizolate:
  - Structură monolită rigidă: 40m,
  - Structură monolită flexibilă: 50m,
  - Structură prefabricată flexibilă: 60m,
- La construcții neizolate:
  - Se vor reduce valorile cu 25%.

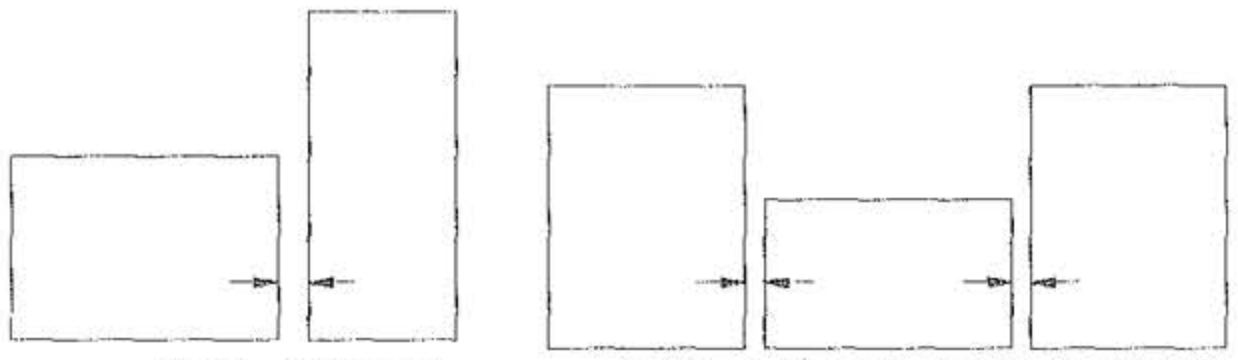


Fig. 1.30. Poziţia rostului de tasare.

Rosturile seismice se prevăd cu scopul de a separa între ele corpuri de construcţie cu caracteristici dinamice diferite, Fig. 1.31. Lăţimea minimă a rostului se determină cu relaţia (P100 – 1 / 2006),

$$\Delta = d_1 + d_2 + 20mm \qquad (1.4)$$

în care: d_1 şi d_2 reprezintă deplasări maxime ale celor două tronsoane, determinate conform P100 – 1 / 2006.

Acestea nu străbat în totalitate construcția, ci numai supra și infrastructura. Atunci când se prevede fragmentarea unei diafragme din zidărie se impune ca marginile rostului să fie bordate cu șpaleți de beton armat (10cm), iar rostul se umple cu polistiren (10cm).

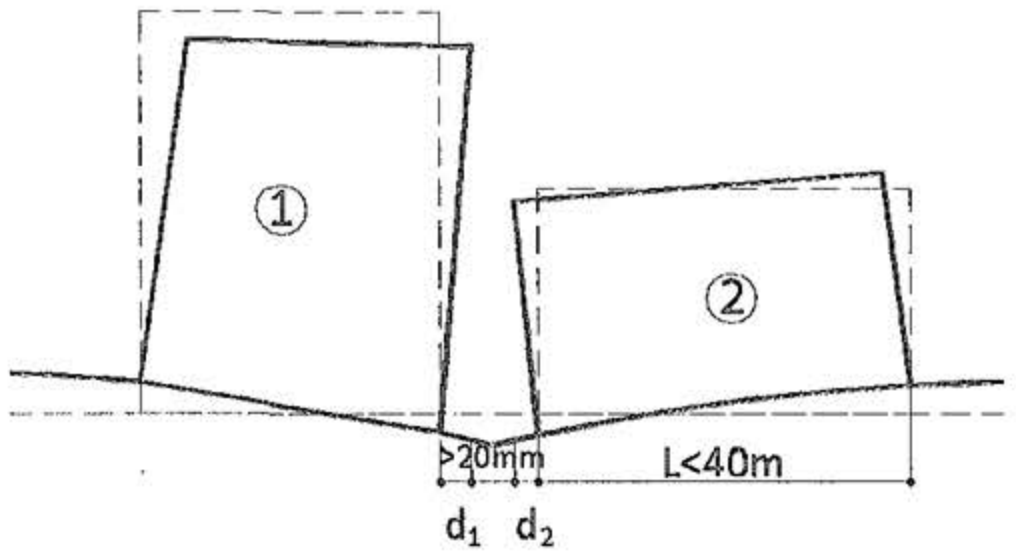


Fig. 1.31. Lăţimea rostului de tasare în zone seismice

1.6. Materiale utilizate la executarea fundaţiilor

A. Betonul

Clasele de beton folosite pentru fundaţii precum şi caracteristicile betoanelor sunt date în normativul SR EN 1992/2 şi NP 112 – 2004.

– **Betonul ciclopian:** beton simplu cu 40% blocuri de piatră, folosit la fundaţiile construcţiilor de mică importanţă, <P+2E.

Acesta nu se foloseşte în medii cu agresivitate chimică sau la elemente la care se impun condiţii de impermeabilitate. Bolovanii trebuie să îndeplinească condiţiile: să fie fără crăpături, dimensiunea maximă ≤1/6 din cea mai mică dimensiune a elementului, roca să nu fie gelivă, să fie curaţi şi spălaţi. Se va evita folosirea rocilor calcaroase în cazul existenţei unei agresivităţi chimice (sulfatice).

– **Betonul de egalizare** este de clasă minimă C2,8.

– **Betonul simplu:** conform NP 112 – 2004 acesta se folosește la blocuri de beton, umpluturi, cu clasa minimă C6/7,5.

– **Betonul armat:** conform NP 112 – 2004 va avea clasa minimă C8/10 pentru fundaţii obişnuite sau clasa minimă C12/15 pentru fundaţiile construcţiilor cu încărcări mari sau fundaţii din elemente prefabricate. Agresivitatea apelor subterane obligă folosirea claselor de beton cel puţin C16/20 (acţiunea apelor agresive chimic asupra betoanelor neconformate duce la degradarea fundaţiilor). Tipurile de agresivitate întâlnite sunt: sulfatică, carbonică, acidă, magneziană. Conform noilor norme privind calitatea betonului (CP 012/1-2007), alegerea clasei de beton se va face în funcţie de condiţiile de mediu, clasele de expunere a betonului din fundație, date în Tabelul 1.3.

Tabelul 1.3. Clase de expunere, funcţie de condiţiile de mediu (conform SR EN 206–1)

Notare clasă	Descriere mediu înconjurător	Exemple informative care prezintă alegerea claselor de expunere
1.	**Nici un risc de coroziune, nici de atac.**	
X0	Beton simplu şi fără piese metalice înglobate: orice expunere înafară de îngheţ/dezgheţ, de abraziune şi de atac chimic. Beton armat sau cu piese metalice înglobate foarte uscat.	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este foarte scăzută.
2.	**Coroziune indusă de carbonatare.**	
XC1	Uscat sau umed în permanenţă	Beton la interiorul clădirilor, unde umiditatea aerului ambiant este scăzută. Beton imersat în permanenţă în apă.
XC2	Umed, rareori uscat	Suprafeţe de beton supuse la contact de lung termen cu apa. Un număr mare de *fundaţii*.
XC3	Umiditate moderată	Beton la interiorul clădirilor unde umiditatea aerului ambiant este medie sau ridicată. Beton exterior adăpostit de ploaie
XC4	Alternativ umed şi uscat	Suprafeţe de beton supuse la contact cu apa, dar nu intră în clasa de expunere XC2.
3.	**Coroziune indusă de cloruri.**	
XD1	Umiditate moderată	Suprafeţe de beton expuse la cloruri transportate pe cale aeriană.
XD2	Umed, rareori uscat	Piscine. Elemente de beton expuse la ape industriale care conţin cloruri.
XD3	Alternativ umed şi uscat	Elemente de pod expuse la stropire cu apă care conţin cloruri. Şosele. Dale de parcaje pentru staţionare vehicule.

Notare clasă	Descriere mediu înconjurător	Exemple informative care prezintă alegerea claselor de expunere
4.	**Coroziune indusă de cloruri prezente în mare.**	
XS1	Expus la aer vehiculând sare marină, dar fără contact direct cu apa de mare.	Structuri pe sau în proximitatea unei coaste.
XS2	Imersat în permanenţă.	Elemente de structuri marine.
XS3	Zone de margine, zone expuse la stropire sau la brumă.	Elemente de structuri marine.
5.	**Atac îngheţ / dezgheţ.**	
XF1	Saturare moderată în apă, fără agent antipolei.	Suprafeţe verticale de beton expuse ploii şi îngheţului.
XF2	Saturare moderată în apă, cu agent antipolei.	Suprafeţe verticale de beton în lucrări rutiere expuse îngheţului şi aerului vehiculând agenţi de dezgheţare.
XF3	Saturare puternică în apă, fără agent antipolei.	Suprafeţe orizontale de beton expuse la ploaie şi îngheţ.
XF4	Saturare puternică în apă, cu agent antipolei sau apă de mare.	Drumuri şi tabliere de pod expuse la agenţi de dezgheţ. Suprafeţe de beton verticale direct expuse la stropirea cu agenţi de dezgheţ şi la îngheţ. Zone ale structurilor marine expuse la stropire şi expuse la îngheţ.
6.	**Atacuri chimice.**	
XA1	Mediu cu slabă agresivitate chimică după EN 206-1, tabelul 1.4	**Terenuri naturale şi apă în sol.**
XA2	Mediu cu agresivitate chimică moderată după EN 206-1, tabelul 1.4	**Terenuri naturale şi apă în sol.**
XA3	Mediu cu agresivitate chimică puternică după EN 206-1, tabelul 1.4	**Terenuri naturale şi apă în sol.**

Pentru includerea în atacuri chimice se impune încadrarea terenului și a apei în clasa de agresivitate, Tabelul 1.4.

Tabelul 1.4. Evaluarea agresivităţii mediului, conform EN 206 - 1

Caracteristici chimice	Metode de încercări de referinţă	XA1	XA2	XA3
Ape de suprafaţă şi subterane				
SO_4^{2-}, mg/l	SR EN 196-2	≥ 200 şi ≤ 600	> 600 şi ≤ 3000	> 3000 şi ≤ 6000
pH	SR *ISO* 4316	≤ 6,5 şi ≥ 5,5	< 5,5 şi ≥ 4,5	>4,5 *si* ≥4,0
CO_2 agresiv, mg/l	SR EN 13577	≥ 15 şi ≤ 40	> 40 şi ≤ 100	> 100 până la saturație
NH_4^+, mg/l	SR ISO 7150-1 sau SR ISO 7150-2	≥ 15 şi < 30	> 30 şi ≤ 60	> 60 şi ≤ 100
Mg_2^+, mg/l	SR ISO 7980	≥ 300 şi < 1000	> 1000 şi ≤ 3000	> 3000 până la saturație
Sol				
SO_4^{2-}, mg/kg[a], total	SR EN 196-2[b]	≥ 2000 şi < 3000[c]	>3000 şi ≤ 12000	>12000 şi ≤24000
Aciditate, ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Nu sunt întâlnite în practică	
Mediile înconjurătoare chimic agresive, clasificate mai jos, sunt bazate pe terenuri şi ape subterane naturale la o temperatură apă/teren cuprinsă între 5 °C şi 25°C şi în cazurile în care viteza de scurgere a apei este suficient de mică pentru a fi considerată în condiţii statice. Alegerea claselor se face în raport de caracteristicile chimice ce conduc la agresiunea cea mai intensă. Când cel puţin două caracteristici agresive conduc la aceeaşi clasă, mediul înconjurător trebuie clasificat în clasa imediat superioară, dacă un studiu specific nu a demonstrat că acesta nu este necesar.				

[a] Pământurile argiloase a căror permeabilitate este inferioară la 10^{-5} m/s, pot să fie clasate într-o clasă inferioară.

[b] Metoda de încercare prevede extracţia SO_4^{2-} cu acid clorhidric; alternativ este posibil de a proceda la această extracţie cu apă, dacă aceasta este admisă pe locul de utilizare a betonului.

[c] Limita trebuie să rămână de la 3000 mg/kg până la 2000 mg/kg în caz de risc de acumulare de ioni de sulfat în beton datorită alternanţei perioadelor uscate şi perioadelor umede, sau prin ascensiunea capilară.

Tabelul 1.5. Consistența betonului

Nr. Crt.	Tipul de elemente	Clasa de consistenţă
1	Fundaţii din beton simplu sau slab armat, elemente masive	S1 sau S3
2	Fundaţii din beton armat, stâlpi, grinzi, pereţi structurali	S2
3	Idem, realizate cu beton pompat, recipiente, monolitizări	S3
4	Elemente sau monolitizări cu armături dese sau dificultăţi de compactare, elemente cu secţiuni reduse	S4
5	Elemente, pentru a căror realizare, tehnologia de execuţie impune betoane foarte fluide	S5

În funcţie de clasa de expunere se recomandă alegerea valorilor limită ale compoziţiei şi proprietăţilor betonului: raport maxim apă/ciment, clasa maximă de rezistenţă, dozaj minim de ciment (kg/mc). Aceste valori limită se dau în Tabelul 1.6. şi în Tabelul 1.7.

Tabelul 1.6. Valorile limită recomandate pentru compoziţia şi proprietăţile betonului pentru clasele de expunere X0, XC, XD şi XS

	Clasele de expunere									
	Nici un risc de coroziune sau atac chimic	Coroziunea indusă prin carbonare				Coroziunea datorată clorurilor				
						Cloruri din alte surse decât apa de mare			Cloruri din apă de mare		
	X0[a)]	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Raport maxim apă/ciment	-	0,65	0,60	0,60	0,50	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Clasa minimă de rezistenţă	C8/10	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C35/45	C35/45

Clasele de expunere												
	Nici un risc de coroziune sau atac chimic	Coroziunea indusă prin carbonare				Coroziunea datorată clorurilor					
						Cloruri din alte surse decât apa de mare			Cloruri din apă de mare		
	X0[a]	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Dozaj minim de ciment (kg/m^3)	-	260	260	280	300	300	320[b]	320[b]	300	320[b]	320[b]
Conţinut minim de aer antrenat (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Alte condiţii	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

[a] Pentru beton fără armătură sau piese metalice înglobate.

[b] La turnarea elementelor masive se recomandă cimenturile cu căldură redusă de hidratare. Pentru elementele masive (grosimea elementelor mai mari de 80cm) trebuie să se adopte un dozaj de ciment de 300kg/m^3.

Tabelul 1.7. Valorile limită recomandate pentru compoziţia şi proprietăţile betonului pentru clasele de expunere XF, XA si XM

Clasele de expunere												
	Atac îngheţ-dezgheţ						Atac chimic			Atac mecanic		
	XF1	XF2		XF3		XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Raport maxim apă/ciment	0,50	0,55[a]	0,50	0,55[a]	0,50	0,50[a]	0,55	0,50	0,45	0,55	0,55	0,45	0,45
Clasa minimă de rezistenţă	C25/30	C25/30	C35/45	C25/30	C35/45	C30/37	C25/30	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45
Dozaj minim de ciment (kg/m^3)	300	300	320	300	320	340	300	320	360	300	300	320	320

Clasele de expunere																				
	Atac îngheţ-dezgheţ							Atac chimic			Atac mecanic									
	XF1	XF2		XF3		XF4		XA1	XA2	XA3	XM1	XM2						XM3		
Conţinut minim de aer antrenat (%)	-	a	-	a	-	a		-	-	-	-	-	-							
Alte condiţii	Agregate rezistente la îngheţ-dezgheţ conform SR EN 12620					d			Ciment rezistent la sulfaţi			Tratarea suprafeţei betonului[b]								

[a] Conţinutul de aer antrenat se stabileşte în funcţie de dimensiunea maximă a granulei. Dacă betonul nu conţine aer antrenat cu intenţie, atunci performanţa betonului trebuie să (fie măsurată conform unei metode de încercări adecvate, în comparaţie cu un beton pentru care a fost stabilită rezistenţa la îngheţ dezgheţ pentru clasa de expunere corespunzătoare.

[b] De exemplu tratare prin vacuumare.

[c] Când prezenţa de SO_4^{2-} conduce la o clasă de expunere XA2 şi XA3 este esenţial să fie utilizat un ciment rezistent la sulfaţi. Dacă cimentul este clasificat după rezistenţa la sulfaţi, trebuie utilizate cimenturi cu o rezistenţă moderata sau ridicată la sulfaţi pentru clasa de expunere XA2 (şi clasa de expunere XA1 este aplicabilă) şi trebuie utilizat un ciment având o rezistenţă ridicată la sulfaţi pentru clasa de expunere XA3.

[d] În cazul expunerii în zonele marine se vor utiliza cimenturi rezistente la acţiunea apei de mare.

În funcţie de clasa de expunere se impune şi adoptarea tipului de ciment fabricat conform SR-EN 197-1, Tabelul 1.8.

Tabelul 1.8. Tipuri de ciment aferente claselor de expunere

Tip ciment	Nici un risc de coroziune sau atac chimic	Coroziune indusă prin carbonatare				Coroziune datorată clorurilor						Atac îngheţ-dezgheţ				Atac chimic			Atac mecanic		
						Cloruri din alte surse decât apa de mare			Cloruri din apa de mare												
	XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2[b]	XA3[b]	XM1	XM2	XM3
CEM I	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Tip ciment			Nici un risc de coroziune sau atac chimic	Coroziune indusă prin carbonatare				Coroziune datorată clorurilor						Atac îngheţ-dezgheţ				Atac chimic			Atac mecanic		
								Cloruri din alte surse decât apa de mare			Cloruri din apa de mare												
			XO	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2[b]	XA3[b]	XM1	XM2	XM3
SR I			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
CD 40			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
I A 52,5 c			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
CEM II	A/B	S	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	H II A	S	X	X	X	X	X	X	X	•X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	A	V	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	0	X	0	X	X	X	X	X	X
	B		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	0	0	0	X	X	X	X	X	X
	A	LL	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	B		X	X	X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	A	L	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	0	0	0	X	X	X	X	X	X
	B		X	X	X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	A	M	Se utilizează în conformitate cu prevederile specifice																				
	B		Se utilizează în conformitate cu prevederile specifice																				
CEM III	A		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X[a]	X	X	X	X	X

X - Se poate aplica, 0 - Nu se aplică, *) Ciment alb

[a)] Se utilizează CEM III având clasa de rezistenţă ≥42,5 sau ≥32,5 cu zgură în cantitate ≤50% din masă, în cazul demonstrării comportării corespunzătoare la acţiunile de îngheţ-dezgheţ şi agenţi de dezgheţare sau apa de mare.

[b)] Când prezenţa de SO_4^{2-} conduce la o clasă de expunere XA2 şi XA3 este esenţial să fie utilizat un ciment rezistent la sulfaţi. Dacă cimentul este clasificat după rezistenţa la sulfaţi, trebuie utilizate cimenturi cu o rezistenţă moderată sau ridicată la sulfaţi pentru clasa de expunere XA2 (şi clasa de expunere XA1 este aplicabilă) şi trebuie utilizat un ciment având o rezistenţă ridicată la sulfaţi pentru clasa de expunere XA3.

Exemple de utilizare a unor tipuri de cimenturi pentru diferite combinaţii de clase de expunere se dau în Tabelul 1.9.

Tabelul 1.9. Exemple de utilizare a unor tipuri de cimenturi pentru diferite combinaţii de clase de expunere

Component / Construcţie	Clase de expunere relevante pentru proiectare	CEM II								CEM III
		CEM I	SR 1	CD 40	IA 52,5c	S T D A-LL H II A S	V^2 A-L^3 P/Q	B-LL B-L	A-M B-M	A
Beton simplu (nearmat)	X0	X	X	X	X	X	X	X	Se utilizează în conformitate cu prevederile specifice	X
Elemente protejate împotriva îngheţului (în interior sau în apă)	XC1, XC2, XC3, XC4	X	X	X	X	X	X	X[5]		X
Elemente exterioare	XC, XF1	X	X	X	X	X	X	0		X
Construcţii hidrotehnice	XC, XF3	X	X	X	X	X	X	.0		X
Elemente exterioare supuse la îngheţ-dezgheţ şi agenţi de dezgheţare	XC. XO, XF2, XF4	X	X	X	X	X	0	0		X[1]
Structuri marine	XC, XS, XF2, XF4	X	X	X	X	X	0	0		X[1]
Atac chimic[4]	XA	X	X	X	X	X	X	0		X
Zone cu trafic	XF4, XM	X	X	X	X	X	0	0		X[1]
Abraziune fără îngheţ-dezgheţ	XM	X	X	X	X	X	X	0		X

[1)] Pentru expunere în clasa XF4: se va utiliza, în cazul demonstrării comportării corespunzătoare a betonului supus acţiunilor de îngheţ-dezgheţ şi agenţilor de dezgheţare sau apa de mare, numai CEM III/ A cu clasa de rezistenţă ≥42,5 sau ≥32,5 R *cu zgură în cantitate* ≤50 % *din masă*.

[2)] CEM II/B-V nu se va utiliza pentru clasa de expunere XF3.

[3)] Nu se utilizează pentru clasele de expunere XF1 şi XF3.

[4)] În caz de atac chimic sulfatic peste clasa de expunere XA1 este obligatorie utilizarea cimenturilor rezistente la sulfaţi.

[5)] Nu se utilizează pentru clasele de expunere XC3 si XC4.

Pentru a asigura betonului o structură compactă şi o lucrabilitate adecvată este necesar un conţinut de parte fină cu granulă de la 0 până la 0,125mm. Un conţinut mic de parte fină poate conduce la pierderea apei din beton, fenomen denumit în literatură "sângerare". Pe de altă parte, un conţinut prea mare de parte fină poate conduce la o prelucrare greoaie (betonul devine prea dens şi lipicios) ce atrage după sine un consum mai ridicat de apă, iar împreună reduc proprietăţile fizice ale betonului.

Adaosurile pot îmbunătăţi lucrabilitatea, gradul de impermeabilitate, rezistenţa la agenţi chimici agresivi. Unele din adaosuri sunt considerate inerte şi înlocuiesc parţial partea fină din agregate (cca. 10% din nisip 0-3mm), iar altele sunt active cu proprietăţi hidraulice (de ex. zgura granulată de furnal, cenuşa, praful de silice etc.). În cazul adaosurilor active, la calculul raportului A/C se ia în considerare cantitatea de adaos din beton ca parte liantă (se adaugă la ciment).

Aditivii şi adaosurile vor fi adăugate în amestec numai în asemenea cantităţi încât să nu reducă durabilitatea betonului sau să producă coroziunea armăturii.

Fiecare tip de ciment cu adaosuri se produce în mai multe variante de compoziţie, care se diferenţiază prin procentele de clincher şi celelalte componente principale.

Pentru obţinerea unor clase mai mari de rezistenţă la beton se recomandă folosirea cimentului de clasă superioară şi a aditivilor reducători de apă. În cazul în care temperatura în timpul turnării este scăzută, se vor folosi cimenturile cu întărire rapidă (R) şi aditivii acceleratori de priză, iar în cazul turnării pe timp călduros, cimenturile cu întărire lentă şi aditivii întârzietori de priză.

La betoane turnate în elemente masive se vor folosi cimenturi care prezintă valori mici ale căldurii de hidratare pentru a evita apariţia unor fisuri.

Specificaţiile pentru fundaţii de beton pot fi indicate astfel:

Beton: C25/30, XA1, S2
Oţel: S500 (B)
C_{nom}= 50 mm
Agregat maxim: a_g=16 mm
Ciment: CEM II A-S 32,5

B. Betonul precomprimat este folosit la fundaţii de adâncime: piloţi, chesoane sau pardoseli, fundaţii continue sau radiere.

C. Oţelul beton folosit este OB37, PC52, PC60, STNB, BSt 500S, BSt 420S etc.

Pentru asigurarea durabilității se recomandă să fie luați în considerare următorii factori:

– Atacul chimic, unde elementele de fundație sunt îngropate în pământ permeabil, care permite percolarea apei subterane și a oxigenului,

– Coroziune pe fețele pereților de palplanșe,

– Atacul coroziunii de tip "înțepături" asupra oțelului înglobat în beton fisurat sau poros (oțel laminat).

D. Piatra: se foloseşte la fundaţiile construcţiilor de mica importanţă, <P+2E, în variantele: piatră brută umedă cu mortar de var ciment M10 sau piatră brută uscată cu mortar de lut (praf nisipos cu apă). Roca din care se extrag blocurile de piatră trebuie să fie rezistentă la acţiunea umidităţii şi apelor agresive, să nu fie gelivă.

E. Lemnul: se folosește pentru realizarea piloților, la lucrări provizorii etc. Se va lua în calcul acțiunea ciupercilor și a bacteriilor aerobe în prezența oxigenului.

1.7. Clasificarea fundaţiilor

1.7.1. După modul de transmitere a încărcărilor de la suprastructură la terenul de fundare:

a. **Structuri de fundare directă**: la care încărcările de la suprastructură se transmit terenului *numai* prin intermediul tălpii fundaţiei, Fig. 1.32.
b. Tot în categoria structurilor de fundare directe putem încadra şi fundaţiile executate în gropi ştanţate, Fig. 1.33.
c. **Structuri de fundare indirectă**: care asigură transmiterea încărcărilor atât prin presiuni de contact cât şi prin frecarea de pe suprafeţele laterale, Fig. 1.34.

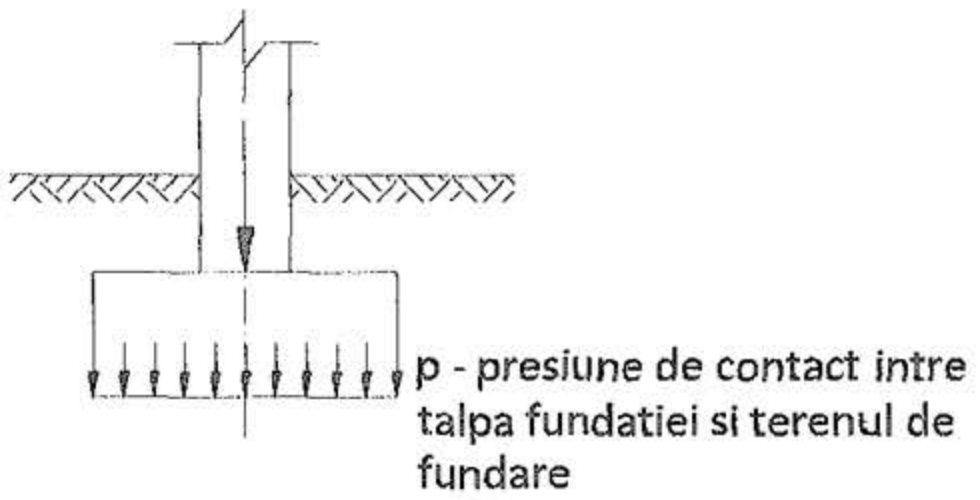


Fig. 1.32. Fundaţie directă

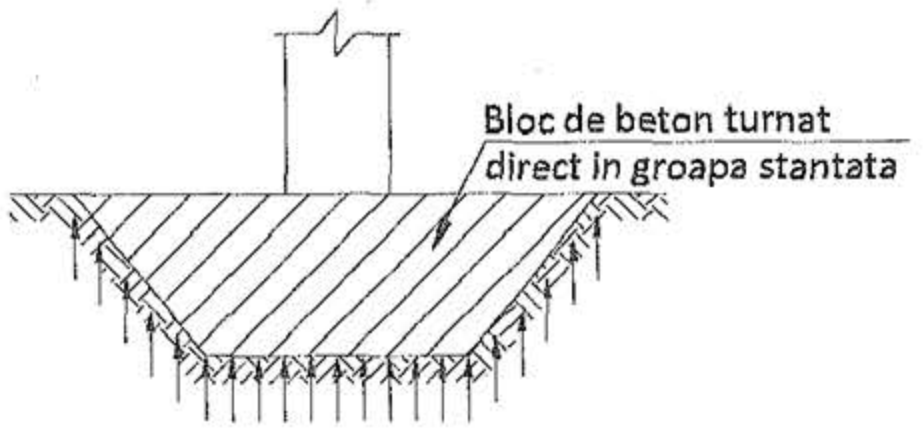


Fig. 1.33. Fundaţii executate în gropi ştanţate

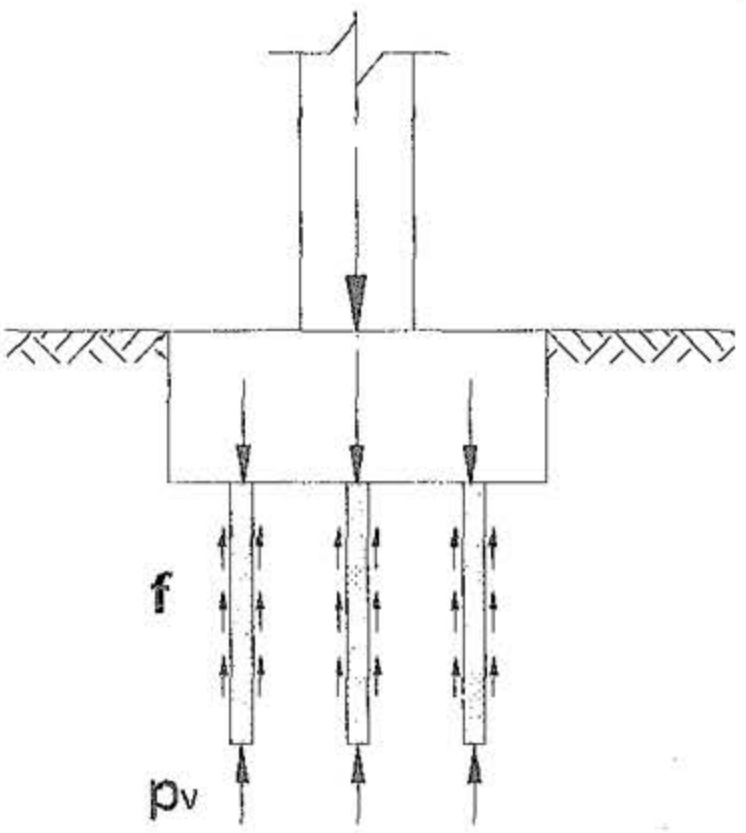


Fig. 1.34. Fundaţie indirectă

1.7.2. După rigiditatea fundaţiei

a. **Fundaţii rigide:** blocuri de beton simplu la care în secţiunea transversală cea mai solicitată apar numai tensiuni de compresiune, Fig. 1.35.

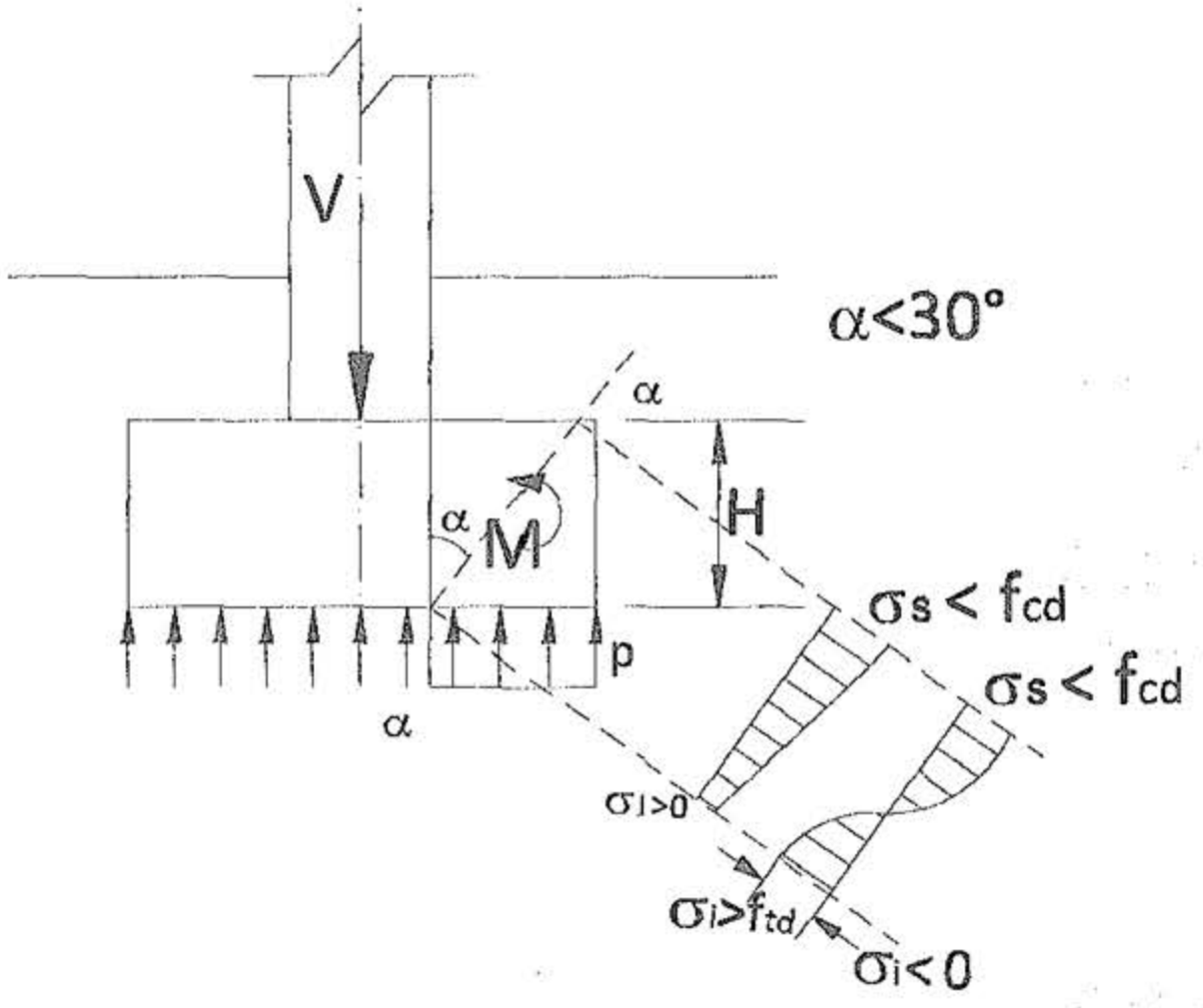


Fig. 1.35. Criteriu de evaluare a rigidităţii fundaţiei

b. **Fundaţii elastice:** la care din acţiunea reacţiunilor pe talpă, în secţiunea cea mai solicitată (a-a), apar şi tensiuni de întindere, Fig.1.36.

Acest criteriu trebuie introdus prin luarea în considerare a rigidităţii relative fundaţie – teren. O fundaţie poate fi considerată rigidă atât prin rigiditatea proprie a elementului din beton, cât şi în cazul unei rigidităţi mai reduse a terenului de fundare.

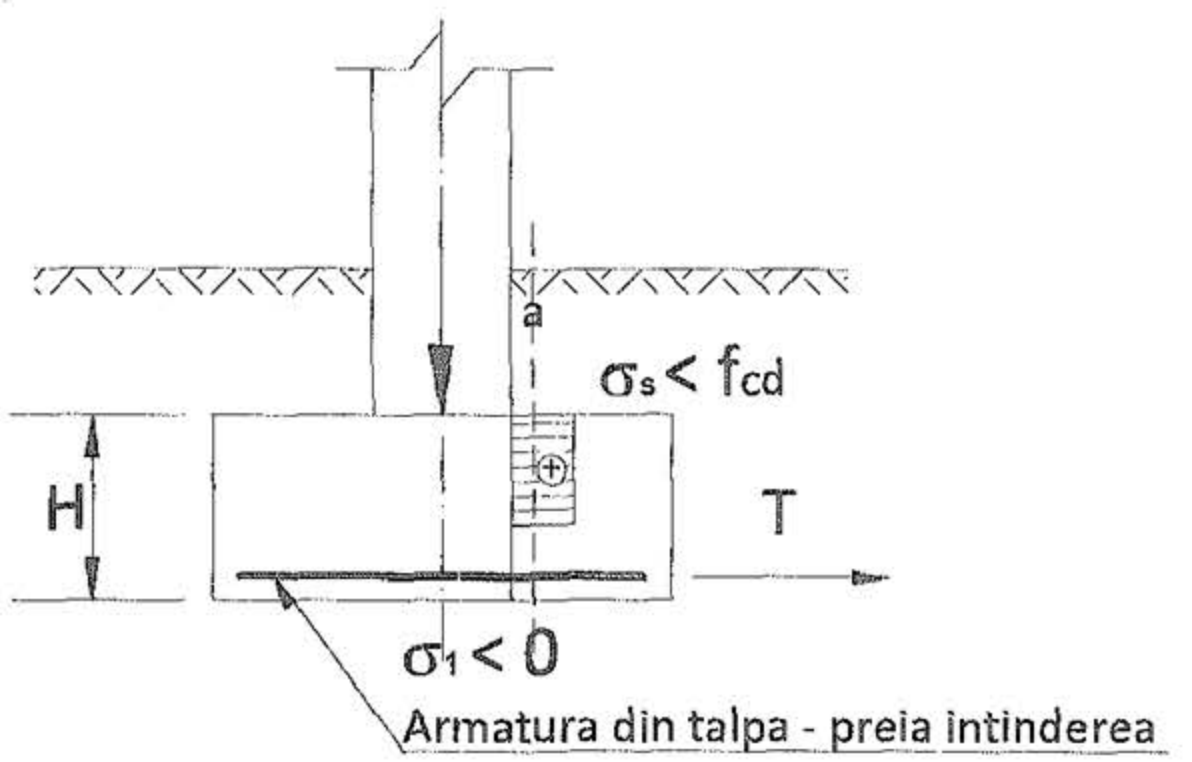
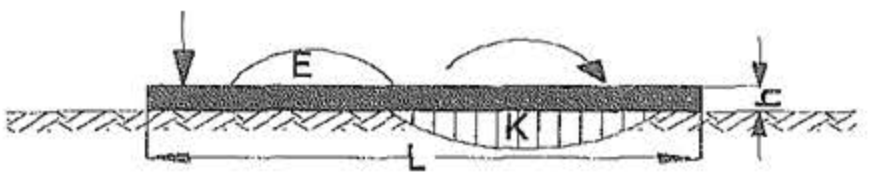
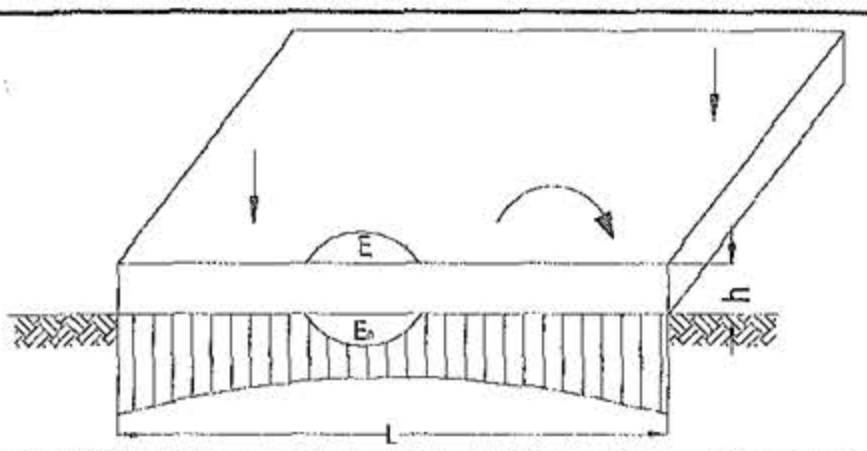
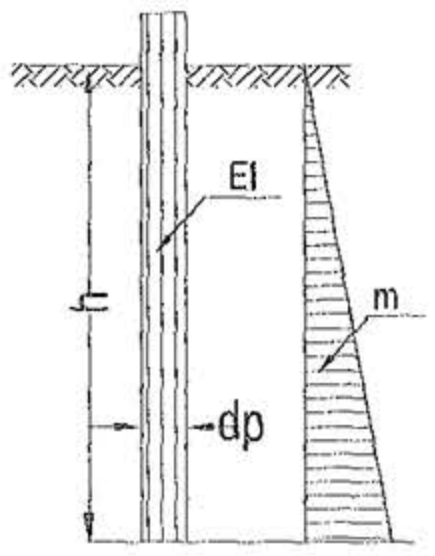


Fig. 1.36. Fundaţii elastice

O asemenea clasificare este importantă în cazul grinzilor, radierelor, piloţilor etc. Clasificarea funcţie de rigiditatea relativă fundaţie teren se prezintă în Tabelul 1.10.

Tabelul 1.10. Clasificarea fundaţiilor funcţie de rigiditatea relativă

	Sistem de fundare	Definirea rigidităţii	Clasificare
GRINZI.		$\lambda = L \cdot \alpha$ $\alpha = \sqrt[4]{\frac{kB}{4EI}}$	λ <1 – grinzi rigide 1<λ<5 – grinzi de rigiditate medie λ>5 – grinzi elastice
PLĂCI.		$K_r = \frac{E}{12E_0}\left(\frac{h}{L}\right)^3$	λ_r>0.01 – plăci rigide λ_r<0.01 – plăci elastice

	Sistem de fundare	Definirea rigidităţii	Clasificare
PILOŢI.		$\bar{h}' = \alpha \cdot h$ $\alpha = \sqrt[5]{\frac{m \cdot dp}{EI}}$	$\bar{h} \leq 2.5$ - pilot rigid $\bar{h} > 2.5$ - pilot elastic

1.7.3. După adâncimea tălpii fundaţiei faţă de nivelul terenului

a. Fundaţii *de suprafaţă*, Fig. 1.37:

D < (4 ÷ 5 m),

D < 1,5 x B;

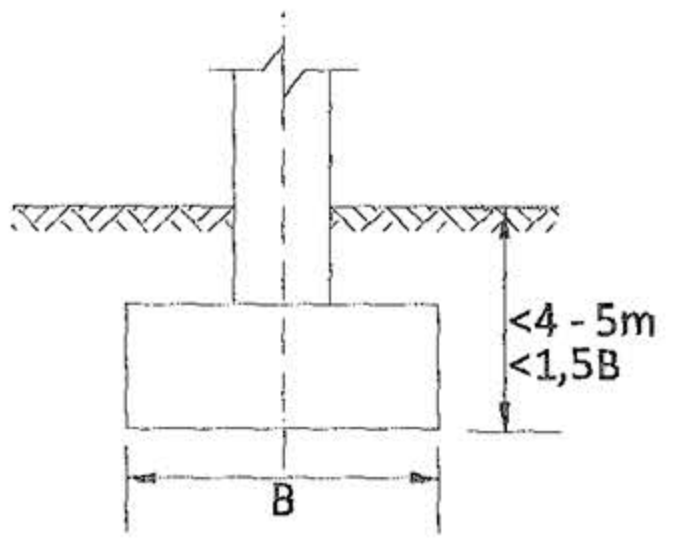
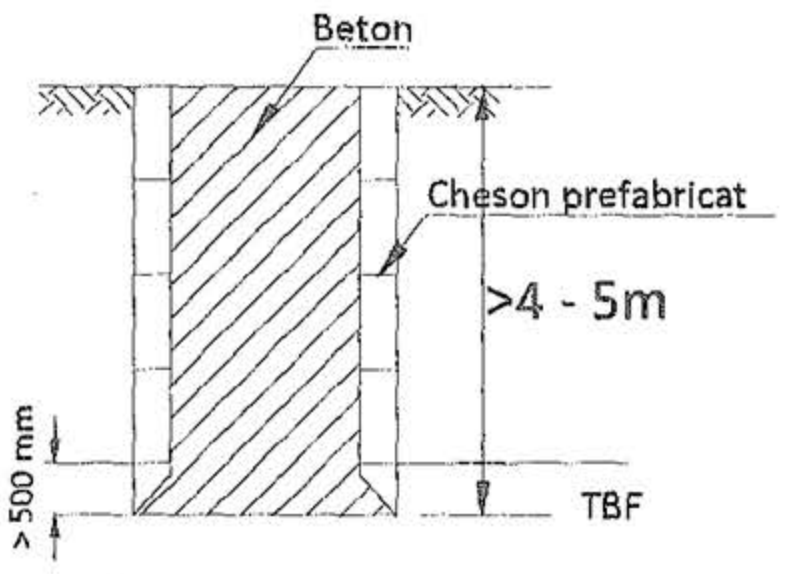


Fig. 1.37. Fundaţie de suprafaţă

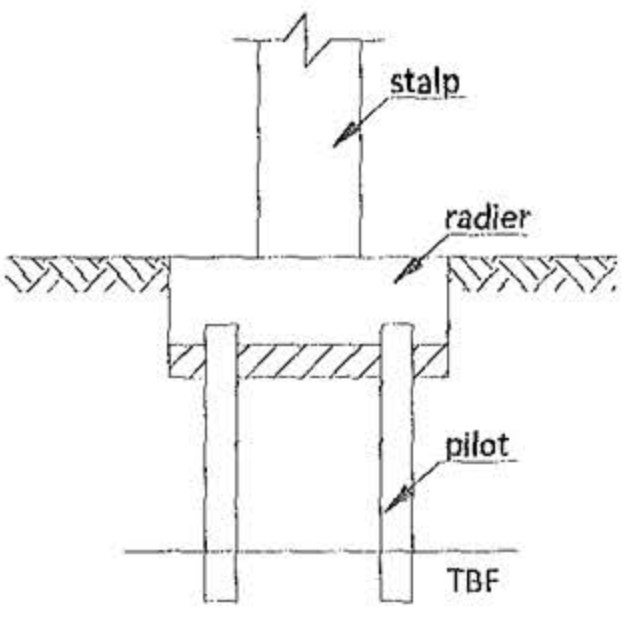
b. Fundaţi *de adâncime*: fundaţii pe piloţi, fundaţii pe chesoane, Fig. 1.38.

D > (4 ÷ 5 m),

D > 1,5 x B.



a.



b.

Fig. 1.38. Fundaţii de adâncime

1.7.4. După tipul fundaţiilor, Fig. 1.39

a. Fundaţii izolate,
b. Fundaţii continue,
c. Fundaţii pe grinzi de beton armat,
d. Fundaţii pe radier general.

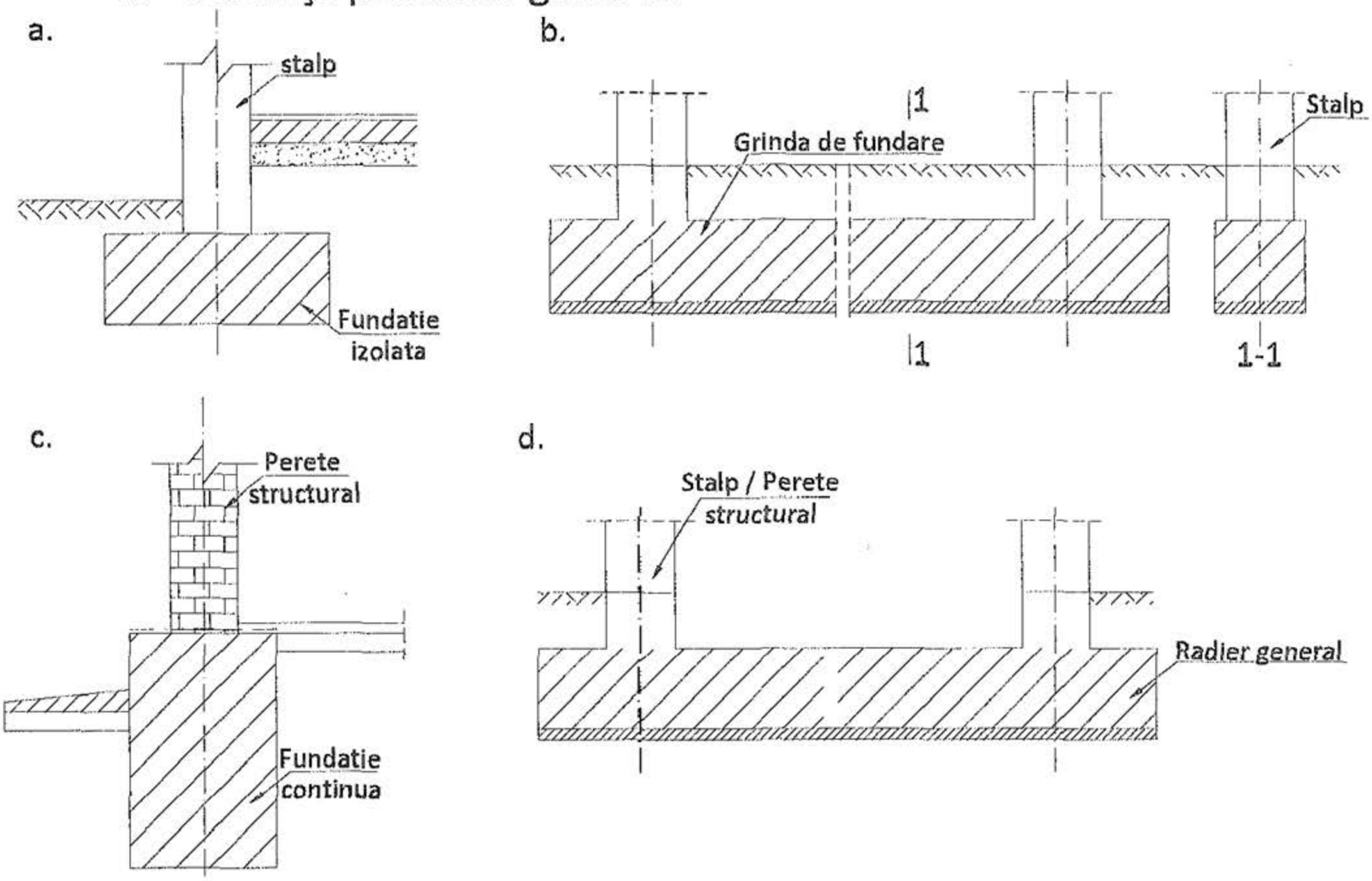


Fig. 1.39. Structuri de fundare de suprafaţă

1.7.5. Clasificarea infrastructurilor şi a sistemelor de fundare sub aspectul comportării la acţiuni seismice

a. După modul în care sunt distribuite presiunile pe tălpile fundaţiilor se identifică următoarele cazuri:
   – fundaţia în contact permanent cu terenul (în orice situaţie de solicitare posibilă, se dezvoltă presiuni pe toată suprafaţa de rezemare) care prezintă numai deformaţii elastice, Fig. 1.40.,

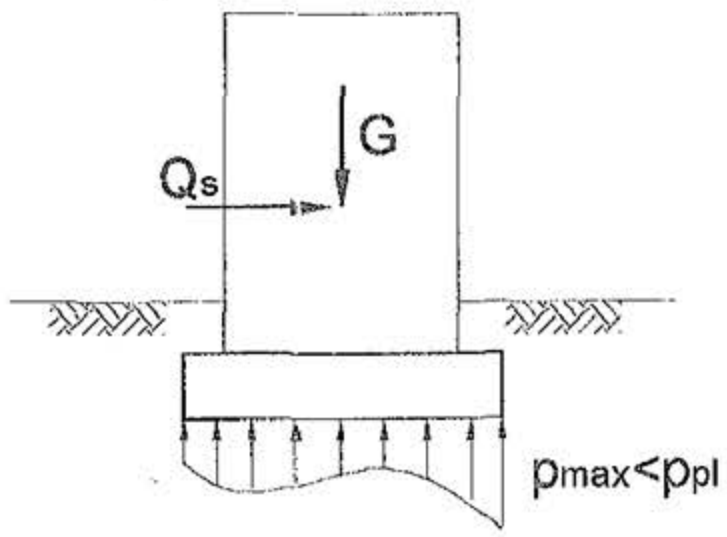


Fig. 1.40. Fundaţia în contact permanent cu terenul

– fundaţii care în starea de solicitare maximă se desprind parţial de teren; presiunile pe teren pot depăşi sau nu limita comportării elastice, Fig. 1.41.,

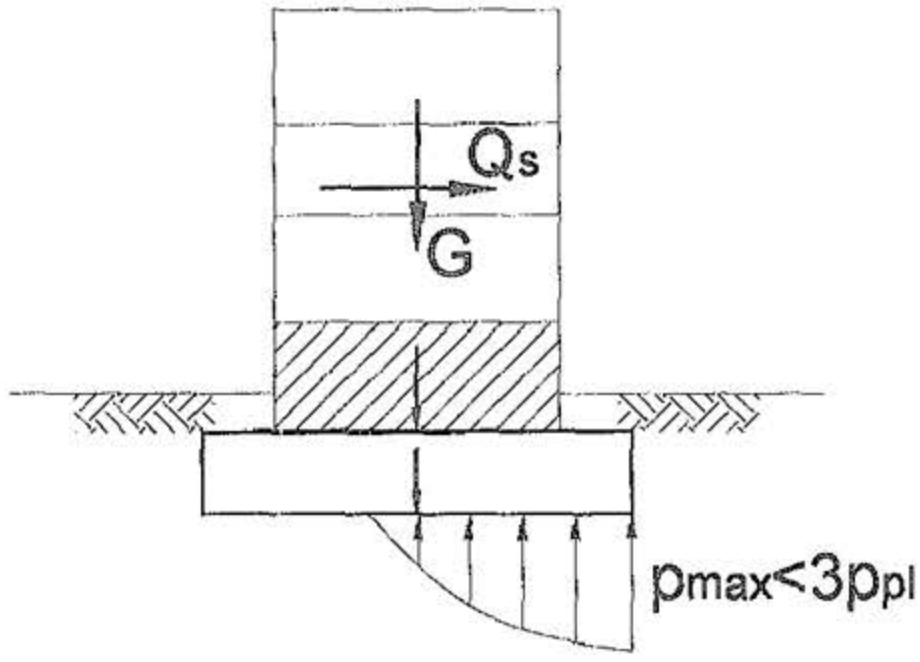


Fig. 1.41. Fundație cu desprindere de pe teren

– fundaţii care pot dezvolta eforturi de întindere la contactul cu terenul, prin intermediul piloţilor şi/sau pereţilor mulaţi, Fig. 1.42.

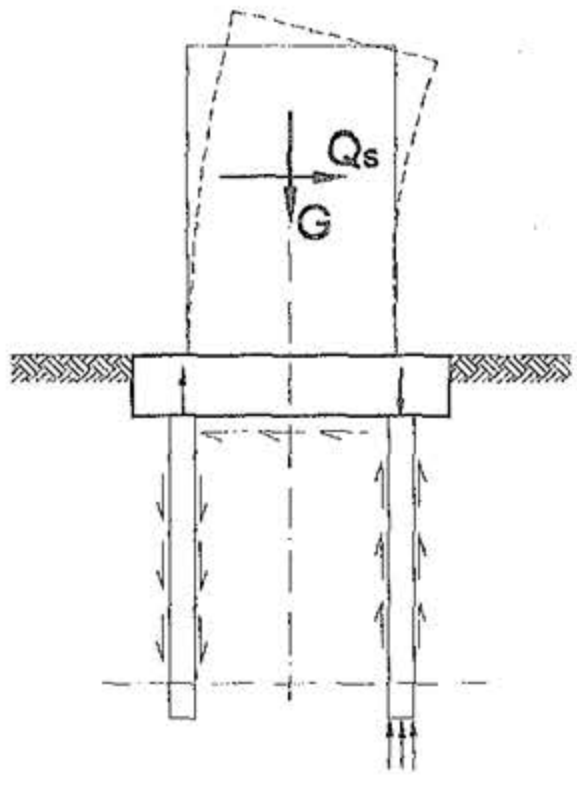


Fig. 1.42. Fundații cu desprinderi mari de teren

b. după nivelul solicitărilor în elementele infrastructurii:

– infrastructuri cu comportare elastică, Fig. 1.43;

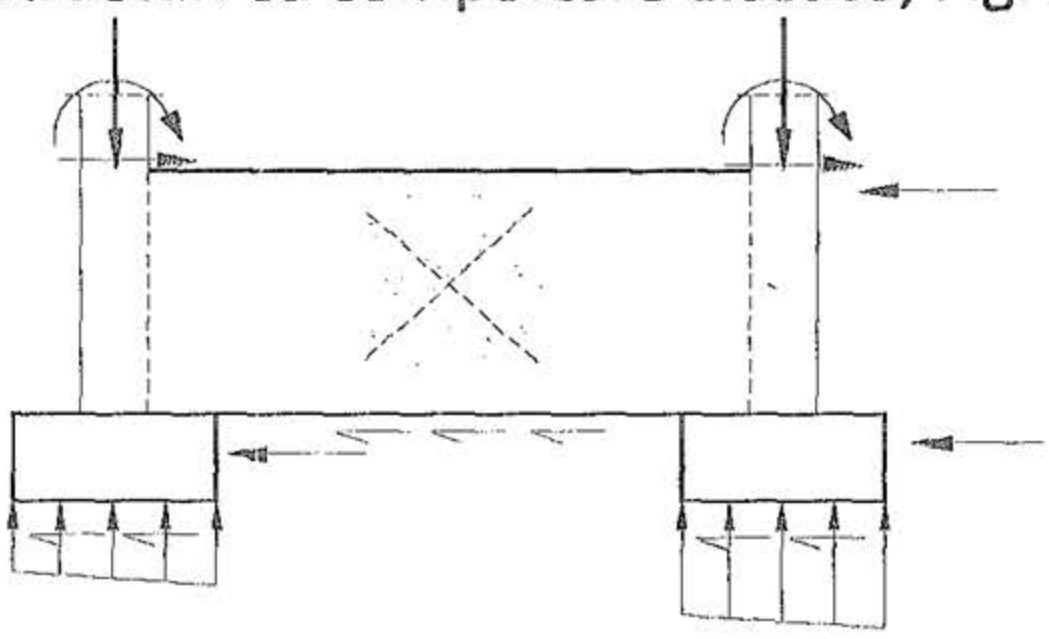


Fig. 1.43. Infrastructuri cu comportare elastică

– infrastructuri cu incursiuni în domeniul postelastic de deformare, Fig. 1.44.

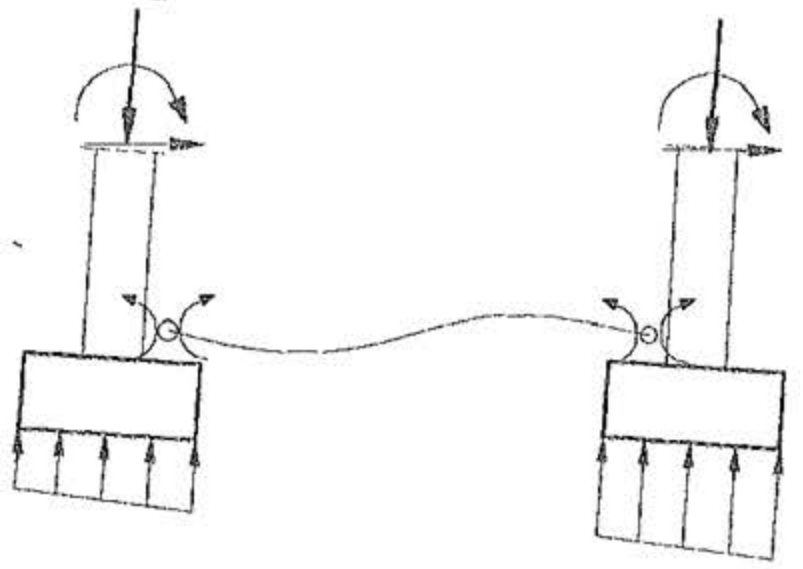


Fig. 1.44. Infrastructuri cu incursiuni în domeniul postelastic de deformare

1.8. Solicitări transmise infrastructurilor

1.8.1. Clasificarea solicitărilor

Solicitările transmise infrastructurilor se clasifică după variația lor în timp:

– Solicitări permanente (G): greutatea proprie a structurilor, utilaje fixe; contracția betonului, deformații inegale ale reazemelor, împingerea pământului, presiunea apei etc.,
– Solicitări variabile (Q): încărcări utile pe planșee, grinzi, acoperișuri; încărcare din zăpadă, vânt, variații de temperatură, împingerea pământului din suprasarcini ale terenului etc.
– Acțiuni accidentale (A): explozii, incendii, impactul din autovehicule sau mișcări seismice (A_E).

Categoria de solicitări transmise infrastructurii va cuprinde toate acțiunile semnificative pentru proiectarea elementelor infrastructurii sau verificarea terenului de fundare.

Valoarea caracteristică a unei acțiuni permanente se va considera cu valoarea impusă în documentația proiectului, corespunzătoare principiilor din SR EN 1991.

În cazul acțiunilor variabile se vor lua în considerare următoarele valori caracteristice:

– Valoarea de combinație $\psi_0 Q_k$, folosită la verificarea la starea limită ultimă (SLU) și la starea limită de serviciu (SLS),
– Valoarea frecventă $\psi_1 Q_k$, folosită la verificarea la starea limită ultimă (SLU), când sunt aplicate și acțiuni accidentale și la starea limită de serviciu (SLS),
– Valoarea cvasipermanentă $\psi_2 Q_k$, pentru efecte de lungă durată.

Intensitatea de calcul F_d a unei acțiuni F este:

$$F_d = \gamma_f (\psi \cdot F_k) \tag{1.5}$$

în care: γ_f – coeficient parțial al acțiunilor, dat în Tabelul 1.11.

$$\psi = \{\psi_0, \psi_1 \; sau \; \psi_2\} \tag{1.6}$$

Solicitările transmise infrastructurilor se determină în combinația fundamentală și în combinația accidentală, pentru verificări în SLU și combinații caracteristice, combinații frecvente și combinații cvasipermanente pentru verificări în SLS (SR EN 1991).

Tabelul 1.11. Coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni

Starea limită ultimă	Acțiuni permanente		Acțiuni temporare
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	γ_{G1} sau γ_{G2}
EQU	1,10	0,90	1,50
STR	1,35	1,10	1,50
GEO	1,00	1,00	1,35

Pentru determinarea solicitărilor transmise infrastructurilor și terenului trebuie să ținem seama de stadiul de comportare al terenului.

Structurile considerate în calcul în stadiu de comportare elastic se recomandă să fie schematizate ca ansamblu constituit din suprastructură, infrastructură și teren de fundare, Fig. 1.45.

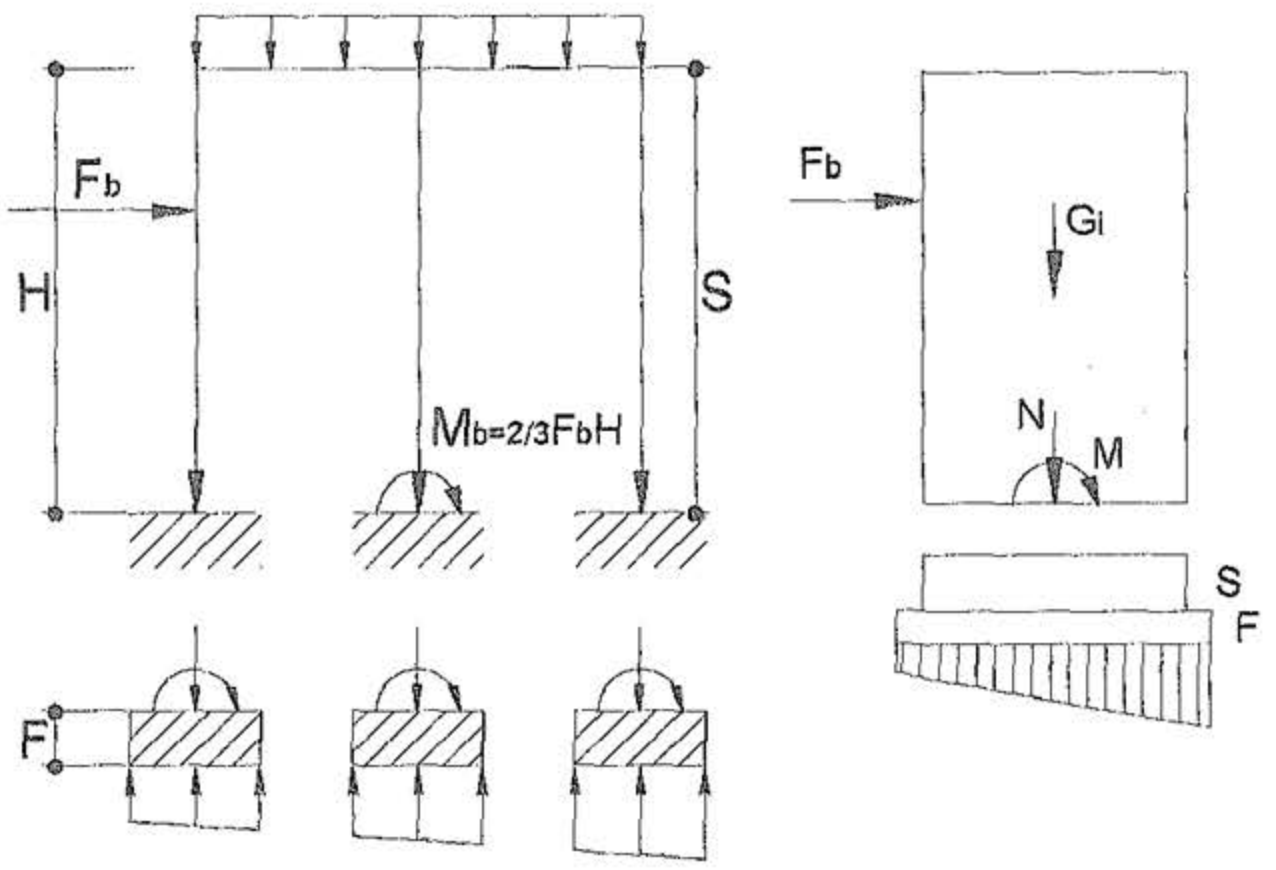


Fig. 1.45. Schematizarea structurilor pentru calcul

În acest caz valorile forțelor generalizate transmise infrastructurii sunt determinate prin majorarea forțelor capabile dezvoltate de mecanismul de plastifiere a suprastructurii cu coeficientul k_f=1,35. Forțele

generalizate capabile se determină considerând rezistențele de calcul ale materialelor. Dacă forțele generalizate capabile se determină considerând rezistențe medii ale materialelor, valoarea coeficientului k_f=1,00.

În combinații accidentale de încărcare (acțiuni seismice), când, de regulă, se acceptă plastifierea suprastructurii și dezvoltarea unui mecanism de disipare a energiei induse de cutremur, solicitările transmise infrastructurilor se determină corespunzător forțelor generalizate (N, M, Q), dezvoltate în secțiunea de la baza suprastructurii, Fig. 1.46.

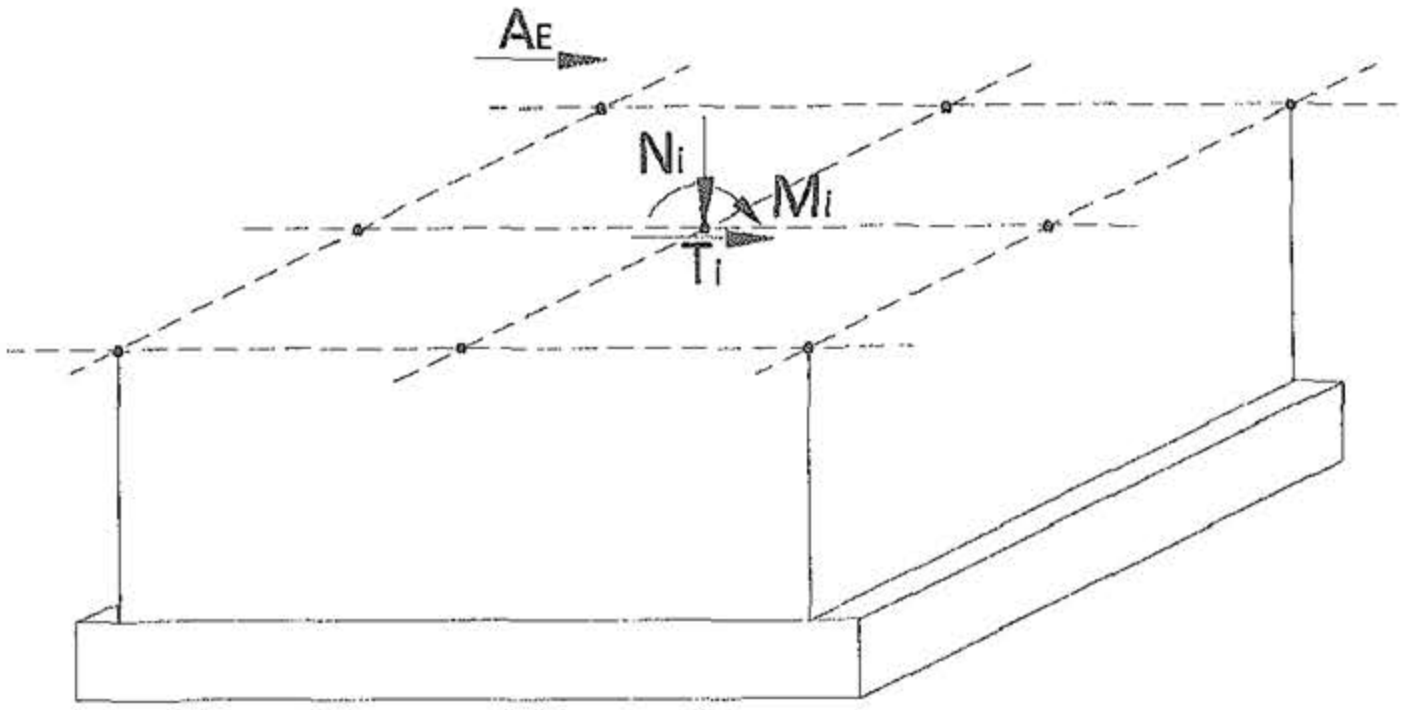


Fig. 1.46. Solicitări transmise infrastructurii de suprastructură

În aceste combinații calculul se va considera după 8 direcții, corespunzătoare direcțiilor principale și direcțiilor oblice (45^0 și 135^0) ale construcțiilor.

Dacă mecanismul de plastifiere care asigură disiparea energiei induse de cutremur implică dezvoltarea de deformații inelastice și în elementele substructurii, pentru calcul se consideră următoarele valori ale solicitărilor transmise de suprastructură:

- *Pentru calculul elementelor infrastructurii se consideră valorile* solicitărilor capabile din combinația aferentă situației de proiectare seismică,
- Pentru verificarea terenului de fundare se consideră valorile solicitărilor capabile din combinația aferentă situației de proiectare seismică, majorate cu coeficientul k_f=1,35.

Pentru suprastructuri care răspund elastic la acțiuni seismice, solicitările transmise infrastructurii se consideră cu valorile date în paragraful de mai sus.

La fundațiile sensibile la forță tăietoare / străpungere (radier tip dală groasă, fundații pe grinzi etc.) componenta verticală a acțiunii seismice

se va considera adoptând o valoare a coeficientului seismic de calcul pe direcție verticală de $\pm 2k_v$.

În combinația în situația de proiectare seismică se consideră acțiunea de lungă durată a încărcărilor aplicate direct elementelor sau infrastructurii, precum și forțele seismice de calcul stabilite pe baza unui coeficient seismic cu valoarea minimă:

$$C = 1{,}5 \cdot \alpha \cdot k_v \tag{1.7}$$

2. STABILIREA DIMENSIUNILOR BAZEI FUNDAȚIEI

2.1. Generalități

Pentru fiecare situaţie de proiectare geotehnică trebuie să se verifice ca nici o stare limită relevantă, definită conform SR EN 1990-2004 să nu fie depășită.

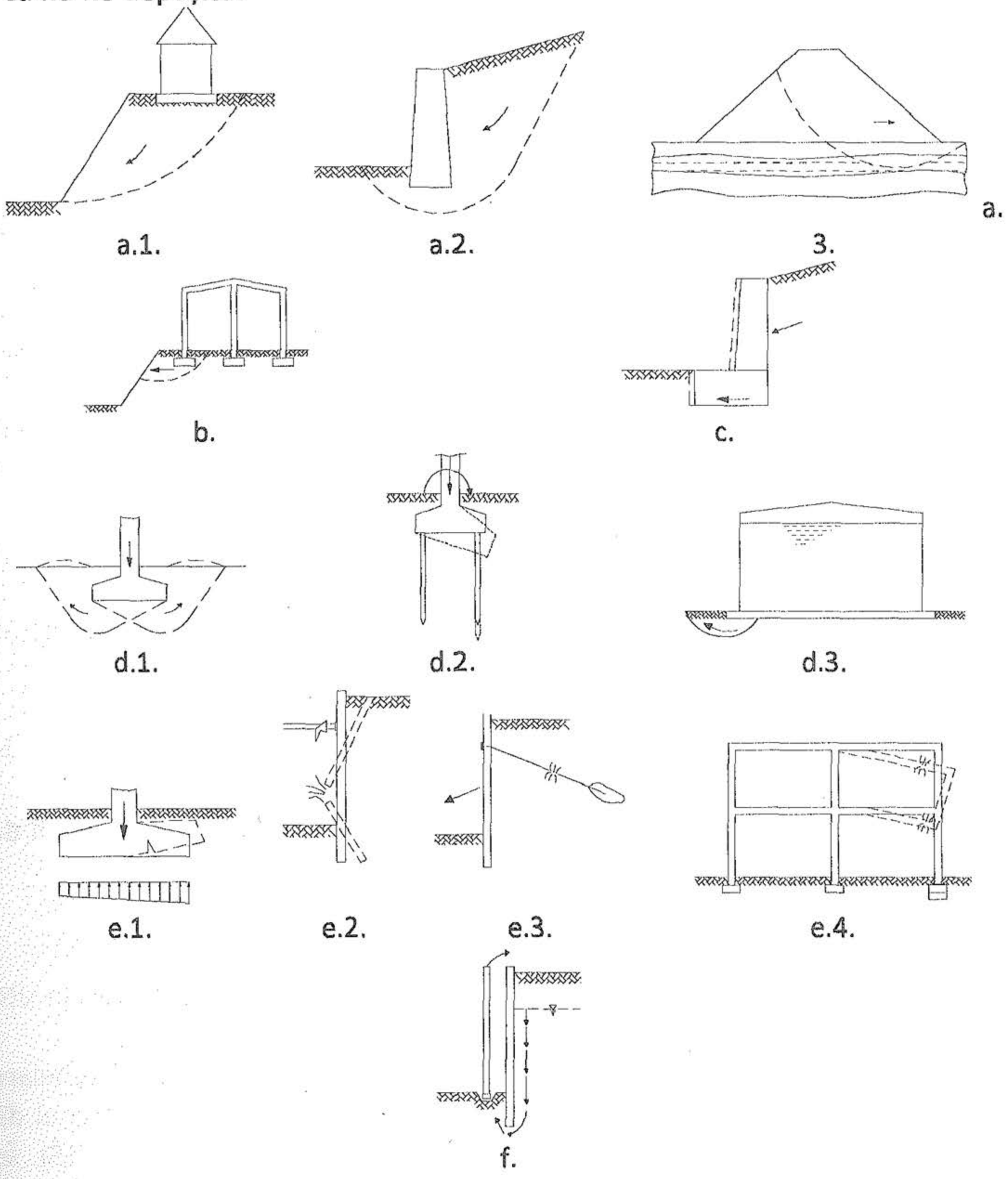


Fig. 2.1. Stări limită ale elementelor de beton şi ale terenului de fundare

Stările limită care pot apărea în terenul de fundare sau ca o cedare combinată atât a structurii cât şi a terenului sunt date în Fig. 2.1:

EQU - **starea limită a echilibrului static** sau a tuturor deplasărilor pentru structuri şi teren. În proiectarea geotehnică verificarea EQU apare în următoarele cazuri:

- dimensionarea fundaţiilor **aşezate pe roci stâncoase** (tari),
- verificarea structurilor de fundare la **stabilitate locală şi generală pentru construcţii pe/ lângă taluz** (cazurile a,b),

STR - **cedare internă şi deformaţii excesive în structuri sau în elemente structurale** în care rezistenţa materialelor structurale (componente) este semnificativă la asigurarea rezistenţei generale (caz e),

GEO - **cedare sau deformaţii excesive ale terenului**, în care rezistenţa terenului de fundare este semnificativă în asigurarea rezistenţei structurii (caz d),

UPL - **pierderea echilibrului structurii** sau a terenului datorită subpresiunii induse de presiunea apei subterane sau datorită unei înmuieri verticale ascensionale (caz f),

HYD - **umflarea hidraulică**, eroziunea internă şi afânarea pământurilor cauzate de gradiente hidraulice.

Stările limită STR şi GEO sunt folosite la dimensionarea fundaţiilor, iar stările limită UPL şi HYD la verificarea elementelor situate sub nivelul apei.

O schemă generală a metodelor de proiectare recomandate de SR EN 1997-1 se prezintă în Tabelul 2.1.

La dimensionarea suprafeţei în plan a bazei fundaţiei în conformitate cu SR EN 1997-1:2004, capitolul 2, se folosesc 3 metode:

a. **Metoda directă** (analitică), în cadrul căreia calculul terenului de fundare se face la:
   - starea limită de capacitate portantă (ULS),
   - starea limită de serviciu (SLS).
b. **Metoda semiempirică**, bazată pe folosirea unor încercări in-situ (încercarea presiometrică, încercarea de penetrare etc.).
c. **Metoda prescriptivă**, bazată pe folosirea unor valori tabelare pentru evaluarea valorii presiunii acceptabile pentru terenul de fundare, care să satisfacă atât condiţiile (ULS) cât şi (SLS). În accepţiunea normativului NP 112-2004, sunt considerate ca

presiuni acceptabile atât valorile presiunilor convenţionale ($\overline{p}_{conv}$), cât şi presiunea plastică (p_{pl}). Pentru determinarea presiunii acceptabile la fundaţii situate pe rocă se poate folosi tabelul din SR EN 1997-1 Anexa G.

Tabelul 2.1. Schema generală a metodelor de proiectare

Metoda și starea limită	Modelul de calcul	Capitolul din SR EN 1997-1	Relația de calcul
A. Metoda directă		6.5.2., 6.5.3.	
a. ULS	Modelul de calcul analitic: – Capacitate portantă, – Alunecare.	6.5.2.2 6.5.3	Anexa D
	Modelul de calcul semiempiric: – Presiometrie.	6.5.2.3.	Anexa E
b. SLS	Metode analitice de calcul a tasărilor: – Calculul tasării. Metode de calcul semiempirice a tasărilor: – Penetrare cu con, – Penetrare dinamică, – Penetrare standard, – Presiometrie.	6.6.2	Anexa F Anexa B2, C2, D4
B. Metoda indirectă ULS și SLS combinate	Modelul de calcul analitic: – Folosirea solicitărilor și a parametrilor caracteristici, – Metode semiempirice.	2.4.1., 2.4.8.	Anexa D Anexa C
C. Metoda prescriptivă ULS și SLS combinate	Valori Tabelare	6.5.2.4., 6.7.	Anexa G

Alegerea metodei de calcul se face considerând următorii factori:

1. Importanţa construcţiei:

– construcţii speciale: CS (clasele de importanţă I şi II conform P100 - 1:2006, respectiv categoriile de importanţă A şi B conform HG 261/1994),

- construcţii obişnuite: CO (clasele de importanţă III şi IV conform P100-1:2006, respectiv categoriile de importanţă C şi D conform HG 261/1994).

2. Sensibilitatea la tasări diferenţiale:
- construcţii sensibile la tasări (CST),
- construcţii nesensibile la tasări (CNT).

3. Restricţii de deformaţii în exploatarea normală:
- construcţii cu restricţii (CRE),
- construcţii fără restricţii (CFRE).

4. Terenul de fundare:
- Terenuri favorabile (TF); prin terenuri favorabile se înţeleg terenurile bune şi medii definite conform NP 074:2007.
- Terenuri dificile sau condiţii speciale de încărcare (TD) (de exemplu, pământ coeziv saturat).

În Tabelul 2.2 sunt sintetizate criteriile de alegere a metodei de calcul:

Tabelul 2.2. Criterii de alegere a metodei de calcul

Metode de calul	Stări limită		Terenuri		Construcţia					
			TF	TD	Importanţa		Sensibilitatea la tasări		Restricţii de deformaţii în exploatare normală	
					CO	CS	CNT	CST	CFRE	CRE
Prescriptivă	SLU	SLS	√		√		√		√	
Directă	SLU		√		√		√		√	
	SLU	SLS		√						
	SLU	SLS				√				
	SLU	SLS						√		
		SLS								√

Folosirea metodei prescriptive este permisă doar atunci când sunt îndeplinite *simultan* cele patru condiţii (TF + CO + CNT + CFRE). Calculul la stările limită specificate este obligatoriu.

În vederea stabilirii cerinţelor proiectării geotehnice, pot fi introduse trei categorii geotehnice.

– **Categoria geotehnică 1:**

Metode de proiectare bazate pe măsuri prescriptive şi proceduri simplificate, de exemplu, utilizarea tabelelor cu presiuni convenţionale la fundarea directă. Calculele de stabilitate şi de deformaţii pot să nu fie necesare.

– **Categoria geotehnică 2:**

Calcule de rutină pentru stabilitate/capacitate portantă şi deformaţii folosind metode uzuale recomandate în normele în vigoare (SR EN 1997-1-2006).

– **Categoria geotehnică 3:**

Calcule mai complexe care pot să NU facă parte din normele în vigoare (MEF, MDF etc.).

Din punct de vedere al tipului de structură, încadrarea în categoria geotehnică poate fi făcută după criterii geotehnice (normativul NP 074) sau după criteriul importanţei clădirii şi tipului de structură.

Categoria geotehnică 1 include doar structurile mici şi relativ simple:

- pentru care este posibil să se admită că exigenţele fundamentale vor fi satisfăcute folosind experienţa dobândită şi investigaţiile geotehnice calitative,
- pentru care riscurile pentru bunuri şi persoane sunt neglijabile.

Metodele *Categoriei Geotehnice 1* pot fi suficiente doar dacă nu sunt excavaţii sub nivelul apei subterane

În cele ce urmează sunt date exemple de structuri sau părţi de structuri care concordă cu Categoria Geotehnică 1:

- Clădiri de locuinţe, social – culturale şi agricole simple, cu 1-2 niveluri, cu o încărcare de proiectare pe stâlp de maximum 250 kN şi pe ziduri de maximum 100 kN/m, având fundaţii obişnuite de suprafaţă,
- Ziduri de sprijin şi lucrări de susţinere la care diferenţa de nivel nu depăşeşte 2 m,
- Excavaţii mici pentru lucrări de drenare, conducte de canalizare etc.

Categoria Geotehnică 2 include tipuri convenţionale de structuri şi fundaţii fără riscuri anormale sau condiţii de teren şi de solicitare neobişnuite sau excepţional de dificile.

Structurile din *Categoria Geotehnică 2* impun obținerea de date cantitative și efectuarea de calcule geotehnice pentru a asigura satisfacerea cerințelor fundamentale; în schimb pot fi utilizate metode de rutină pentru încercările de laborator și de teren și pentru proiectarea și execuția lucrărilor. În cele ce urmează sunt date exemple de structuri sau părți de structuri care concordă cu Categoria Geotehnică 2, reprezentând tipuri convenționale de:

- fundații de suprafață,
- fundații pe radier,
- fundații pe piloți,
- ziduri de sprijin,
- pereți îngropați și alte lucrări de susținere pentru excavații până la 6m,
- pile și culee de poduri,
- umpluturi și terasamente,
- ancoraje și alte sisteme de tiranți,
- tuneluri în roci tari, nefracturate și la care nu se impun condiții speciale de impermeabilizare sau de altă natură.

Categoria Geotehnică 3 cuprinde structuri sau părți de structuri care nu se încadrează în Categoriile Geotehnice 1 și 2, reprezentate prin lucrări foarte mari sau ieșite din comun și prin structuri implicând riscuri anormale sau încărcări excepțional de severe, amplasate în condiții de teren dificile.

În cele ce urmează sunt date exemple de structuri sau părți de structuri care concordă cu Categoria Geotehnică 3:

- clădiri foarte mari (cu mai mult de 10-12 niveluri),
- poduri mari,
- excavații adânci (> 6m),
- terasamente în terenuri moi,
- tuneluri în terenuri moi sau foarte permeabile.

Proiectarea structurilor din *Categoria Geotehnică 3* se bazează pe date geotehnice obținute prin încercări de laborator și de teren realizate prin metodologii de rutină (Tabelul 2.30. și Tabelul 2.31.) și speciale și pe metode perfecționate de calcul geotehnic.

Încadrarea în una dintre cele trei categorii geotehnice se face, de comun acord, de către proiectantul structurii și specialistul geotehnician.

În conformitate cu normativul NP 074-2007 *riscul geotehnic* depinde de două categorii de factori: pe de o parte, factori legaţi de teren, dintre care cei mai importanţi sunt: condiţiile de teren (terenuri bune, medii, dificile), apa subterană şi pe de altă parte factori legaţi de structură şi de vecinătăţile acesteia. Încadrarea într-o categorie geotehnică se face conform Tabelului 2.3., în care punctajul fiecărei lucrări se determină conform prevederilor din normativul NP 074-2007, Tabelul 2.4.

Tabelul 2.3. Riscul geotehnic

Nr. Crt.	Riscul geotehnic		Categoria geotehnică
	Tip	Limite de punctaj	
1.	Redus	6...9	1
2.	Moderat	10...14	2
3.	Major	15...21	3

Tabelul 2.4. Exemple de corelare

Factorii de avut în vedere	Exemple de corelare					
	Exemplul 1	Punctaj	Exemplul 2	Punctaj	Exemplul 3	Punctaj
Condiții de teren	Terenuri bune	2	Terenuri medii	3	Terenuri dificile	6
Apa subterană	Fără epuizmente	1	Cu epuizmente normale	2	Cu epuizmente excepționale	4
Clasificarea construcției după categoria de importanță	Redusă	2	Normală	3	Deosebit de excepțională	5
Vecinătăți	Fără riscuri	1	Risc moderat	3	Risc major	4

Pentru a facilita încadrarea lucrării într-o categorie geotehnică se recomandă folosirea următoarei metodologii:

- Se atribuie fiecăruia dintre cazurile aferente celor 4 factori prevăzuți în Tabelul 2.4. un număr de puncte, specificat în dreptul cazului respectiv,
- Se însumează punctele corespunzătoare celor 4 factori,

- La punctajul stabilit pe baza celor 4 factori se adaugă puncte corespunzătoare zonei seismice, având în vedere valoarea accelerației terenului pentru proiectare, a_g, definită în codul P100 – 1/2006, astfel
  - Trei puncte pentru zonele cu a_g>0,24g,
  - Două puncte pentru zonele cu a_g=(0,16...0,20)g,
  - Un punct pentru zonele cu a_g=0,08g.

Categoriile geotehnice și modul în care sunt satisfăcute cerințele minime privitoare la volumul și conținutul investigării terenului de fundare, al calculului și verificărilor de control pe parcursul execuției, în funcție de complexitatea lucrării, pot fi definite ținând seama de indicațiile din Tabelul 2.5.

Tabelul 2.5. Categoriile geotehnice în funcție de clasele de consecințe și de condițiile de amplasament

Categoria geotehnică	Clasa de consecință	Condițiile amplasamentului	Pe ce se bazează prevederea geotehnică
1	CC1	Simple și cunoscute	Experiență și investigare geotehnică calitativă
2	CC1 CC2	Complexe Simple sau complexe	Investigare geotehnică de rutină și calcule de rutină
3	CC3	Simple sau complexe	Investigare geotehnică de specială și calcule aprofundate

2.2. Metoda directă

2.2.1. Principiul metodei

Verificarea rezistenţei pentru stări limită ale terenului de fundare (GEO) se face după relaţia:

$$E_d \leq R_d \qquad (2.1)$$

unde:

E_d – efectul acţiunilor de proiectare. Acesta poate fi de natura unei încărcări verticale, forţă de alunecare sau moment încovoietor,

R_d – rezistenţa de calcul a terenului de fundare. Aceasta poate fi de natura capacității portante, rezistenţei la alunecare sau momentului de stabilitate.

Siguranța care trebuie să fie asigurată unei acțiuni și rezistenței terenului este prezentată în Fig. 2.2:

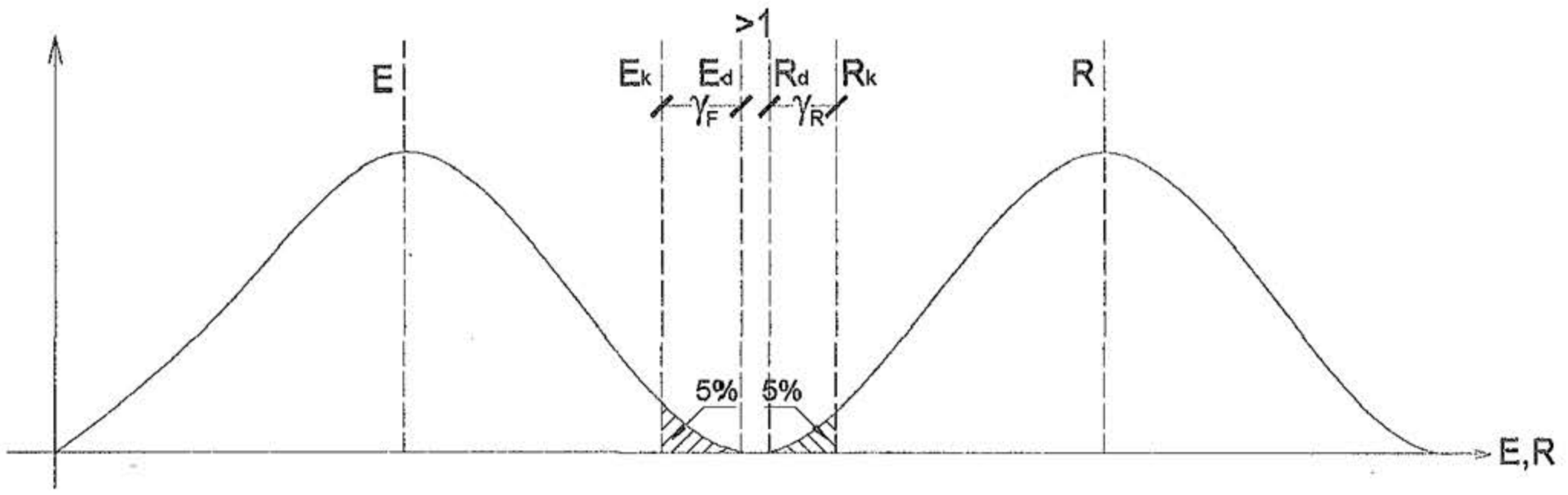


Fig. 2.2. Siguranța care se asigură la acțiuni și rezistențe

unde:

γ_F - factor parțial de siguranță pentru acțiuni,

γ_R - factor parțial de siguranță pentru rezistențe (parametrii geotehnici etc.),

E_k – valoarea caracteristică a acțiunilor,

R_k – valoarea caracteristică a rezistenței terenului.

Combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă se face conform relațiilor:

– Combinații fundamentale:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\,\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad (2.2)$$

Ca o alternativă la starea limită STR și GEO se poate considera cea mai defavorabilă situație dintre următoarele două expresii:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\cdot\psi_{0,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\,\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad (2.3)$$

$$\sum_{j\geq 1}\xi_j\cdot\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_{Q,1}\cdot\psi_{0,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\,\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad (2.4)$$

unde:

ξ=0,85 - coeficient de reducere în cazul în care încărcările permanente acționează în sens defavorabil față de valorile recomandate.

– Combinații accidentale:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+A_d+(\psi_{0,1}\ sau\ \psi_{0,1})\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i} \qquad (2.5)$$

unde: A_d – acțiune excepțională (incendiu, explozie, impact etc.)

– Combinația în situația de proiectare seismică:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_{E,d} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.6)$$

unde:

$G_{k,i}$ – **efortul pe fundaţie al acţiunii permanente**, luat cu valoarea sa caracteristică: greutatea proprie a construcţiei, a echipamentelor fixate pe construcţie şi acțiuni indirecte: contracţia betonului, tasări diferenţiate, precomprimare etc.

$Q_{k,i}$ – **efectul pe structură al acţiunii variabile:** acţiuni pe planșee şi acoperișuri; acţiunea zăpezii; acţiunea vântului; împingerea pământului, a fluidelor a materialelor pulverulente, luate cu valoarea lor caracteristică.

A_{Ek} – **valoarea caracteristică a acţiunilor accidentale** (seism conform P100-1/2006; acţiunea din explozii, impactul vehiculelor).

ψ – coeficienţi, daţi în Tabelul 2.6.

Tabelul 2.6. Valorile coeficienților ψ

Acţiuni	Ψ_0	Ψ_{01}	Ψ_{02}
Încărcări utile (EN 1991-1-1)			
Locuinţe şi birouri:	0.7	0.5	0.3
Săli de adunare şi spaţii comerciale	0.7	0.7	0.6
Depozite	1.0	0.9	0.8
Circulaţia vehiculelor vehicul≤30kN	0.7	0.7	0.6
30kN≤vehicul≤160kN	0.7	0.5	0.3
Acoperişuri:	0	0	0
Încărcări din zăpadă(EN 1991-1-3)			
Pentru amplasamente situate la altitudini H>1000m peste nivelul mării	0.7	0.5	0.2
Pentru amplasamente situate la altitudini H≤1000m peste nivelul mării	0.5	0.2	0
Încărcări din vânt	0.6	0.2	0
Acţiuni din variaţii de temperatură (EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

Cazurile de proiectare luate în considerare pentru verificarea terenului de fundare şi a elementelor structurale la stările limită în cazul fundaţiilor de suprafaţă sunt date în Tabelul 2.7. (SR EN 1997-1-2006. Anexa A):

Tabelul 2.7. Coeficienții parțiali de siguranță pentru cazurile de proiectare.

Caz de proiectare	Încărcări		Parametrii terenului		Rezistențe
UNU Combinația 1 Combinația 2	*A1* *A2*	+ +	*M1* *M2*	+ +	*R1* *R1*
DOI	*A1*	+	*M1*	+	*R2*
TREI	*A1/A2*	+	*M2*	+	*R3*
SEISM	*A3*	+	*M3*	+	*R4*

Simbolul"+" implică „a fi combinat cu"

Seturile *A*, *M* şi *R* reprezintă valori ale factorilor parţiali de siguranţă care acţionează asupra valorilor acţiunilor sau reacţiunilor după cum urmează:

A - pentru încărcări şi efectele încărcărilor,

M - pentru parametrii geotehnici ai terenului de fundare,

R - pentru rezistenţe.

Valorile factorilor parţiali de siguranţă pentru fiecare acţiune se dau în Tabelul 2.8:

Tabelul 2.8. Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru acţiuni.

Acţiune	Notaţie	EQU	STR+GEO			
			Notaţie	A1	A2	A3-SEISM
Permanente -nefavorabile -favorabile	$\gamma_{G,d}$ $\gamma_{G,d}$	1,10 0,90	γ_G γ_G	1,35 1,00	1,00 1,00	1,00 0,90
Variabile -nefavorabile -favorabile	$\gamma_{Q,d}$ $\gamma_{Q,d}$	1,50 1,00	γ_Q γ_Q	1,50 0	1,30 0	1,00 0

Valorile coeficienților parțiali de siguranță pentru parametrii pământului (γ_M) se dau în Tabelul 2.9:

Tabelul 2.9. Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru parametrii geotehnici.

Parametrii pământului	Simbol	EQU	STR+GEO		
			M1	M2	M3-SEISM
Unghi de frecare internă	γ_{φ}^{*}	1,25	1,00	1,25	1,25
Coeziunea efectivă	$\gamma_{c'}$	1,25	1,00	1,25	1,25
Rezistenţa la forfecare nedrenată	γ_{cu}	1,40	1,00	1,40	1,40
Rezistenţa la compresiune (monoaxială)	γ_{qu}	1,40	1,00	1,40	1,40
Greutatea volumică	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

*Se aplică la valoarea tg φ'

Pentru fundații continue și verificarea stării limită structurale (STR) și geotehnice (GEO), grupările R1, R2 sau R3 au coeficienții parțiali de siguranță (γ_{Rv} – la capacitatea portantă, γ_{Rh} – la rezistența la alunecare) adoptați conform Tabelului 2.10.

Tabelul 2.10. Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru rezistenţe.

Rezistenţe	Simbol	GRUPARE		
		R1	R3	R4-SEISM
Capacitate portantă	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,00	1,00
Alunecare	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,00	1,00
Rezistenţa pasivă	$\gamma_{R,E}$	1,00	1,00	1,00

Valorile acţiunilor de calcul în secţiunea de încastrare a stâlpului în fundaţie se iau conform combinaţiei date în SR EN 1990:2004/NA 2006.

Exemplu de combinaţie pentru Caz 1 de proiectare:

$$V_d = 1.35 \cdot \sum G_i + 1.5 \sum Q_1 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot \sum (Q_2 + Q_3) \qquad (2.7)$$

Pentru lucrări de susţinere coeficienţii parţiali de rezistenţă (γ_R) se adoptă conform Tabelului 2.11 (NA).

Tabelul 2.11. Coeficienţii parţiali de rezistenţă pentru lucrări de susţinere

Rezistenţe	Simbol	GRUPARE	
		R1	R3
Capacitate portantă	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,00
Alunecare	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,00
Rezistenţa pasivă	$\gamma_{R,E}$	1,00	1,00

Conform Anexei Naţionale pentru stările limită STR şi GEO se recomandă utilizarea următoarelor abordări de calcul:

– abordarea de calcul 1 (SR EN 1997-1:2004; 2.4.7.3.4.2),
– abordarea de calcul 3 (SR EN 1997-1:2004; 2.4.7.3.4.4).

2.2.2. Verificarea condiţiei de presiuni (SLU)

Se impune respectarea condiţiei, Fig. 2.3:

$$V_d \leq R_d \tag{2.8}$$

în care:

V_d – **este solicitarea de proiectare verticală** asupra terenului de fundare, calculată la talpa fundaţiei, la starea limită ultimă, cu una din combinaţiile din Tabelul 2.7.,

R_d – **capacitatea portantă de proiectare a terenului de fundare.**

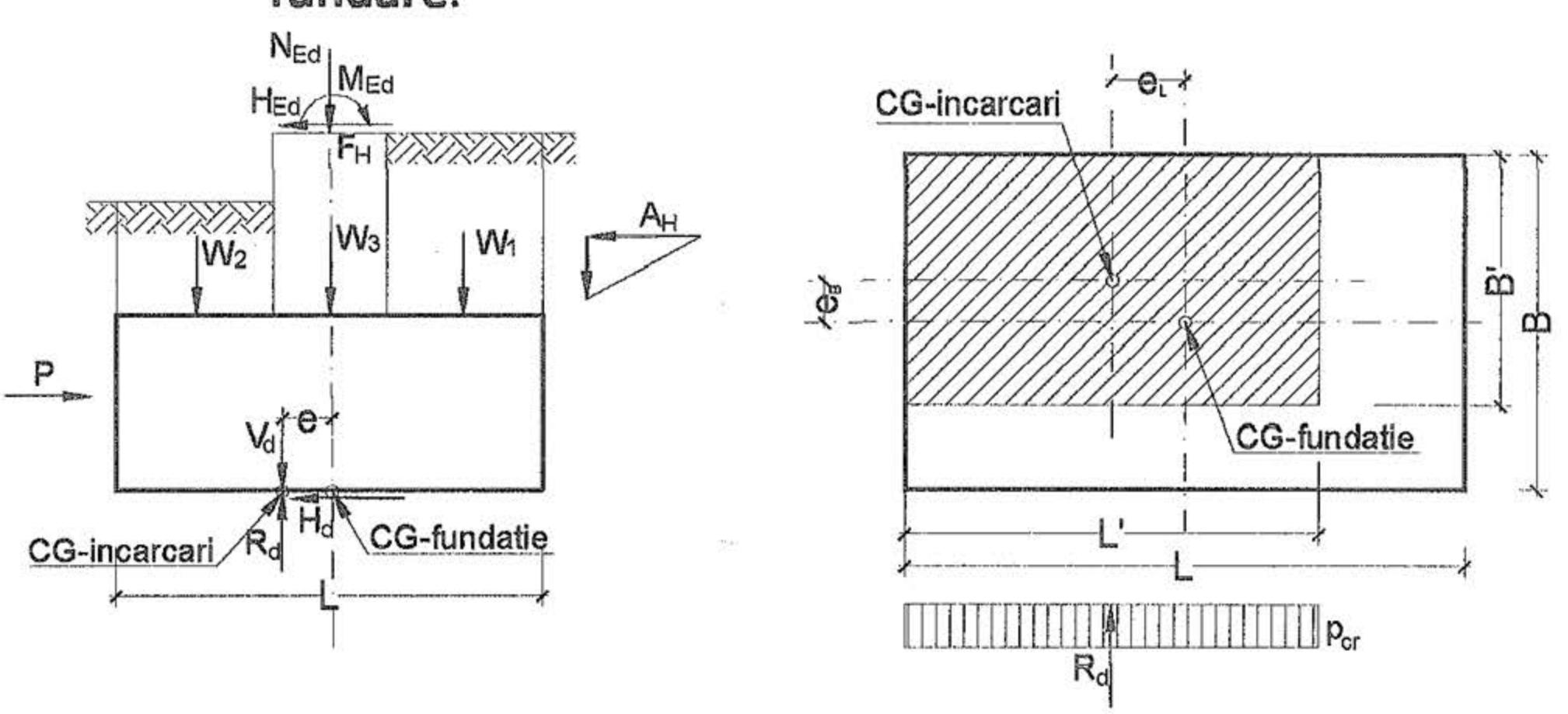


Fig. 2.3. Calculul terenului de fundare

Valoarea capacităţii portante de proiectare a terenului este dată de relaţia:

$$R_d = A' \cdot p_{cr} \tag{2.9}$$

Unde: A' – este aria redusă a suprafeței în plan a fundației ($L' \cdot B'$), calculată cu valorile reduse ale dimensiunii suprafeței în plan a tălpii fundației:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \,,\; L' = L - 2 \cdot e_L \tag{2.10}$$

p_{cr} – presiunea critică de calcul, determinată conform SR EN 1997-1:2004 sau NP 112-2004.

Evaluarea lui A' se face conform recomandărilor din Fig. 2.4.

Fig. 2.4. Stabilirea valorii reduse a dimensiunilor suprafeței în plan a tălpii fundației

Pentru cazul unei suprafeţe circulare încărcate excentric, Fig. 2.5., suprafaţa activă a tălpii este:

$$A_{ACBD} = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \tag{2.11}$$

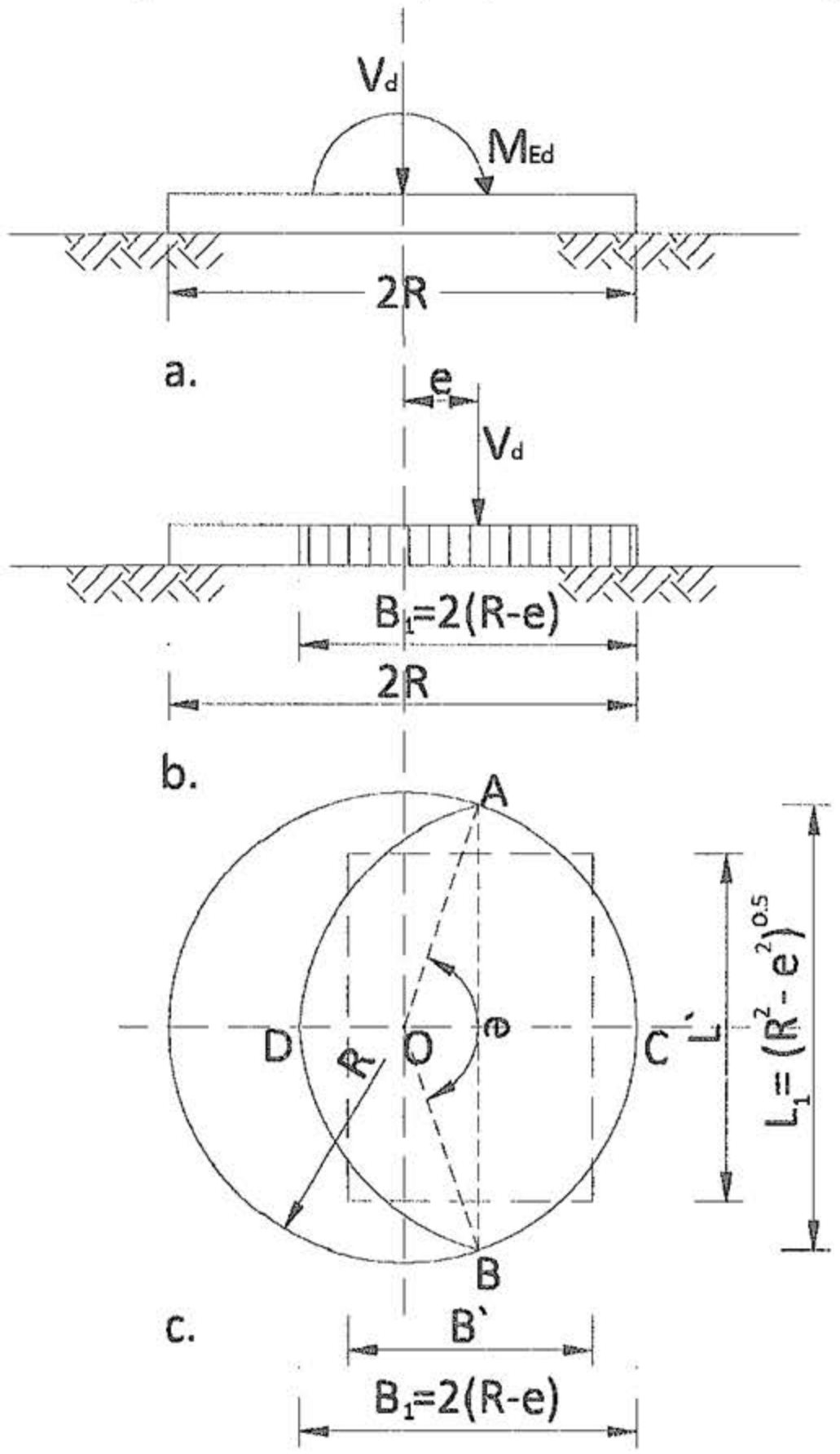


Fig. 2.5. Fundaţii circulare

Calculul presiunii efective pentru o distribuţie de tip Meyerhof, foloseşte aria activă a dreptunghiurilor de calcul, echivalente cu aria suprafeţei ACBD, Fig. 2.5.c., având raportul laturilor dat de relaţia:

$$\frac{B'}{L'} = \frac{\overline{DC}}{\overline{AB}} = \frac{2 \cdot (R - e)}{\sqrt{R^2 - e^2}} \rightarrow \tag{2.12}$$

$$A' = B' \cdot L' = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \tag{2.13}$$

Presiunea efectivă se va calcula cu relaţia:

$$P_{ef} = \frac{V_d}{A'} = \frac{V_d}{2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right]} \tag{2.14}$$

În general se admite ca valoarea excentricităţii să nu depășească limita unui sâmbure central (elipsă), (S2), care să limiteze valoarea presiunilor maxime la o valoare care să nu depăşească presiunea critică a terenului, Fig. 2.6.

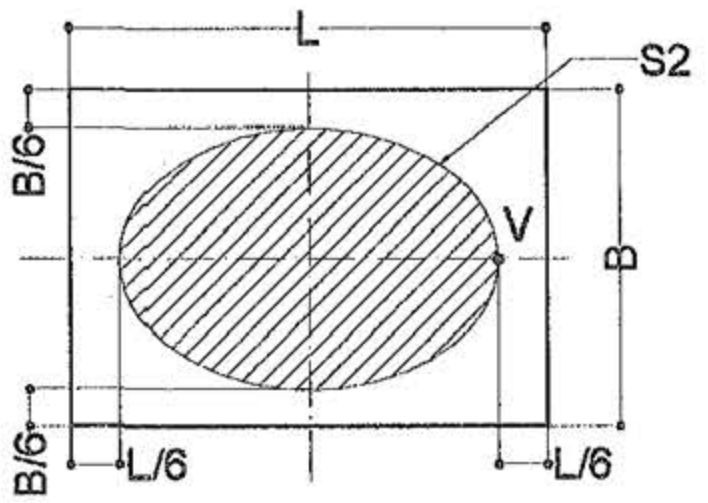


Fig. 2.6. Determinarea sâmburelui central

Condițiile care se impun a fi respectate sunt:

$$\left(\frac{e_L}{L}\right)^2+\left(\frac{e_B}{B}\right)^2\le\frac{1}{9} \quad \text{- suprafaţă dreptunghiulară} \tag{2.15}$$

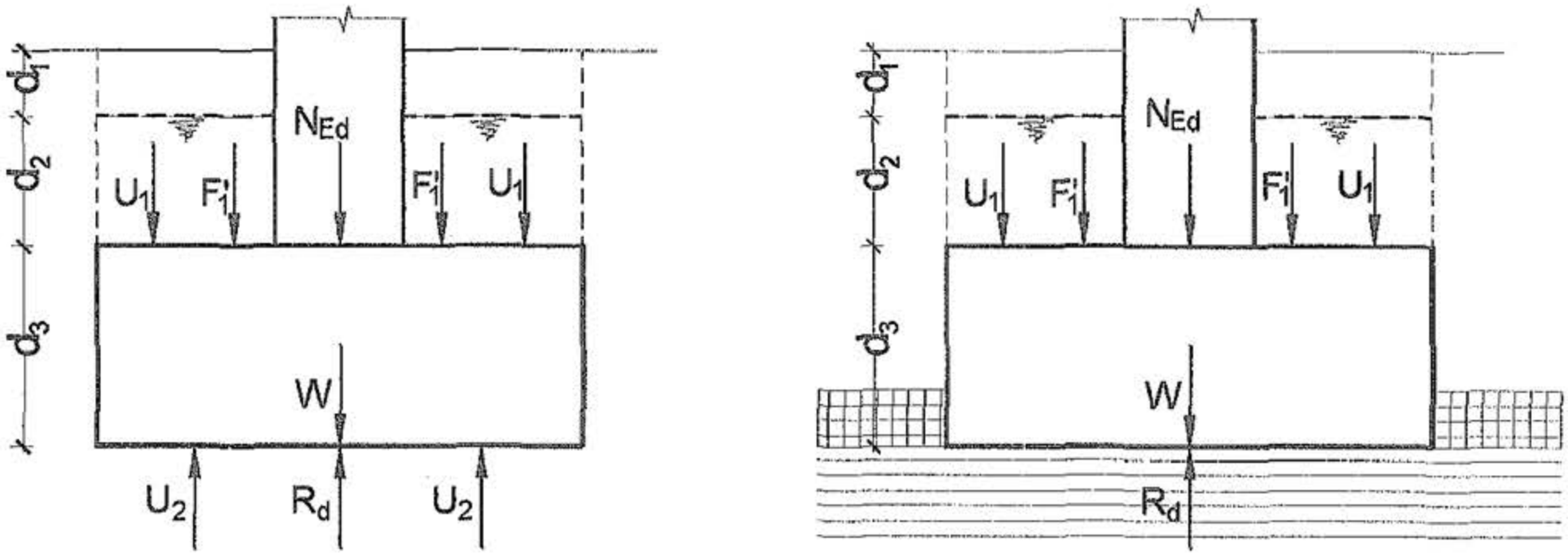
$$\frac{e}{R}\le 0,59 \quad \text{- suprafaţă circulară} \tag{2.16}$$

Valoarea presiunii critice de calcul se determină funcţie de condiţiile de amplasament, pentru condiţii drenate sau nedrenate. Se limitează excentricitățile la maxim 1/3 din dimensiunile tălpii fundaţiei dreptunghiulare sau la 0,20 din raza fundaţiei circulare. O prevedere importantă a normativului este aceea conform căreia dacă nu se iau măsuri speciale pe parcursul execuţiei lucrării, se va lua în considerare o excentricitate de până la 0,1 m.

În cazul în care fundaţia este situată sub nivelul apei, iar terenul de fundare asigură condiţiile de drenare a apei, schema de încărcare a fundaţiei este dată în Fig. 2.7.

În această figură avem următoarele încărcări:

N_{Ed} – acţiunea din suprastructură,
W – greutatea fundaţiei,
U_1, U_2 – forţe produse de subpresiunea apei,
F_1 – efectul acţiunii umpluturii asupra fundaţiei,
A_b – aria tălpii fundaţiei,
A_c – aria stâlpului.



a. b.

Fig. 2.7. Fundaţie sub nivelul apei: a. teren cu drenare, b. argilă nedrenată

Valorile încărcărilor se determină cu relațiile:

$$U_2 = \gamma_w (d_2 + d_3) \cdot A_b \tag{2.17}$$

$$F_1 = \{\gamma_1 \cdot d_1 + [(\gamma_2 - \gamma_w) \cdot d_2](A_b - A_c)\} \tag{2.18}$$

Dacă fundaţia reazemă pe o argilă nedrenată, Fig. 2.7.b., valoarea va fi:

$$V_d = N_{Ed} + W + F_1 = N_{Ed} + W + (F_1 + U_1) \tag{2.19}$$

Valoarea <u>presiunii critice</u> (p_{cr}) a terenului de fundare se determină pentru, Fig. 2.7:

– **condiţii nedrenate:**

$$R_d / A' = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q \tag{2.20}$$

în care: *b* - factor funcţie de înclinarea bazei fundaţiei(ε),

s - factor funcţie de forma suprafeţei tălpii fundaţiei,

i - factor funcţie de înclinarea încărcării produse de o solicitare orizontală *H*.

– **condiţii drenate:**

$$R_d / A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \tag{2.21}$$

Parametrii terenului de fundare care se iau în calculul presiunii critice (p_{cr}) sunt:

– **condiţii drenate:** γ_d', c_d', φ_d',

– **condiţii nedrenate:** $\gamma_{sat,d}$, s_{ud} (c_{ud})

În calculul de verificare se vor lua valorile de proiectare ale parametrilor geotehnici, determinaţi conform paragrafului 2.2.6.

Valorile obţinute trebuie să fie reduse cu coeficientul de siguranţă al rezistenţei (γ_R) care are valoarea de 1,00 pentru cazurile de proiectare 1

şi 3 şi 1,40 pentru cazul de proiectare 2. Pentru excentricităţile caracteristice se pune, de asemenea, condiţia ca: $e_{kB} < B/3; e_{kL} < L/3$.

Valorile factorilor adimensionali folosite la determinarea presiunii critice se ţin cu ajutorul Tabelului 2.12, conform SR EN 1997-1.

Tabelul 2.12. Factori adimensionali pentru calculul presiunii critice a terenului de fundare

Condiţii nedrenate:			
Factor adimensional	Notaţie	Relaţie de calcul	
		Forma rectangulară	Forma circulară
– înclinaţia bazei fundaţiei	b_c	$1-2\alpha/(\pi+2)$	
– forma fundaţiei	s_c	$1+0{,}2(B'/L')$	1,2
– înclinaţia încărcării produse de o solicitare orizontală	i_c	$\frac{1}{2}\cdot\left[1+\sqrt{1-H/(A'\cdot c_u)}\right]$, cu $H \le A'\cdot c_u$	
Condiţii drenate:			
– factori de capacitate portantă	N_q	$e^{\pi\cdot\tan\varphi'}\cdot\tan^2(45°+\varphi'/2)$	
	N_c	$(N_q-1)\cdot\frac{1}{\tan\varphi'}$	
	N_γ	$2\cdot(N_q-1)\cdot\tan\varphi'$, unde: $\delta \ge \varphi'/2$ (talpă rugoasă)	
– înclinarea bazei fundaţiei	b_q=b_γ	$(1-\alpha\cdot\tan\varphi')^2$	
	b_c	$b_q-(1-b_q)/(N_c\cdot\tan\varphi')$	
– forma fundaţiei	s_q	$1+(B'/L')\cdot\sin\varphi'$	$1+\sin\varphi'$
	s_γ	$1-0{,}3\cdot(B'/L')$	0,7
	s_c	$(s_q\cdot N_q-1)/(N_q-1)$	
– înclinarea încărcării produsă de o forţa orizontala	i_q	$[1-H/(V+A'\cdot c'\cdot\cot\varphi')]^m$	
	i_γ	$[1-H/(V+A'\cdot c'\cdot\cot\varphi')]^{m+1}$	
	i_c	$i_q-(1-i_q)/(N_c\cdot\tan\varphi')$	
$m=m_B=[2+(B'/L')]/[1+(B'/L')]$, daca H acţionează pe direcţia B'			
$m=m_L=[2+(L'/B')]/[1+(L'/B')]$, daca H acţionează pe direcţia L'			
$m=m_\theta=m_L\cdot\cos^2\theta+m_B\cdot\sin^2\theta$, dacă H acţionează pe o direcţie care formează unghiul ϑ cu direcţia L'			

Etapele pe care le vom parcurge la verificarea dimensiunilor în plan ale fundaţiilor după relaţia (2.8) vor fi:

- determinarea valorilor de proiectare ale forțelor verticale (V_d) şi ale celor orizontale (H_d) ce acționează la talpa fundaţiei,
- determinarea excentricităților eforturilor verticale (e_B; e_L) şi a dimensiunilor reduse a tălpii fundaţiei (B' si L'),
- determinarea coeficienţilor de capacitate portantă funcţie de valorile de proiectare ale parametrilor geotehnici ai terenului, determinate conform Tabelului 2.12. pentru cazurile de proiectare adoptate (de exemplu: C2: *A2+M2+R1)*,
- determinarea coeficienţilor de înclinare *i*, funcţie de valorile de proiectare ale forțelor exterioare rezultante (V_d şi H_d), conform Tabelului 2.12,
- determinarea coeficienţilor de tip *s* şi *b*, conform Tabelului 2.12,
- determinarea capacităţii portante de calcul a terenului de fundare cu relaţia:

$$R_d = A' \cdot p_{cr} \tag{2.22}$$

- Verificarea condiţiei (2.8).

2.2.3. Verificarea la alunecare (SLU)

Condiţia de verificare la alunecare conform Fig. 2.8. este:

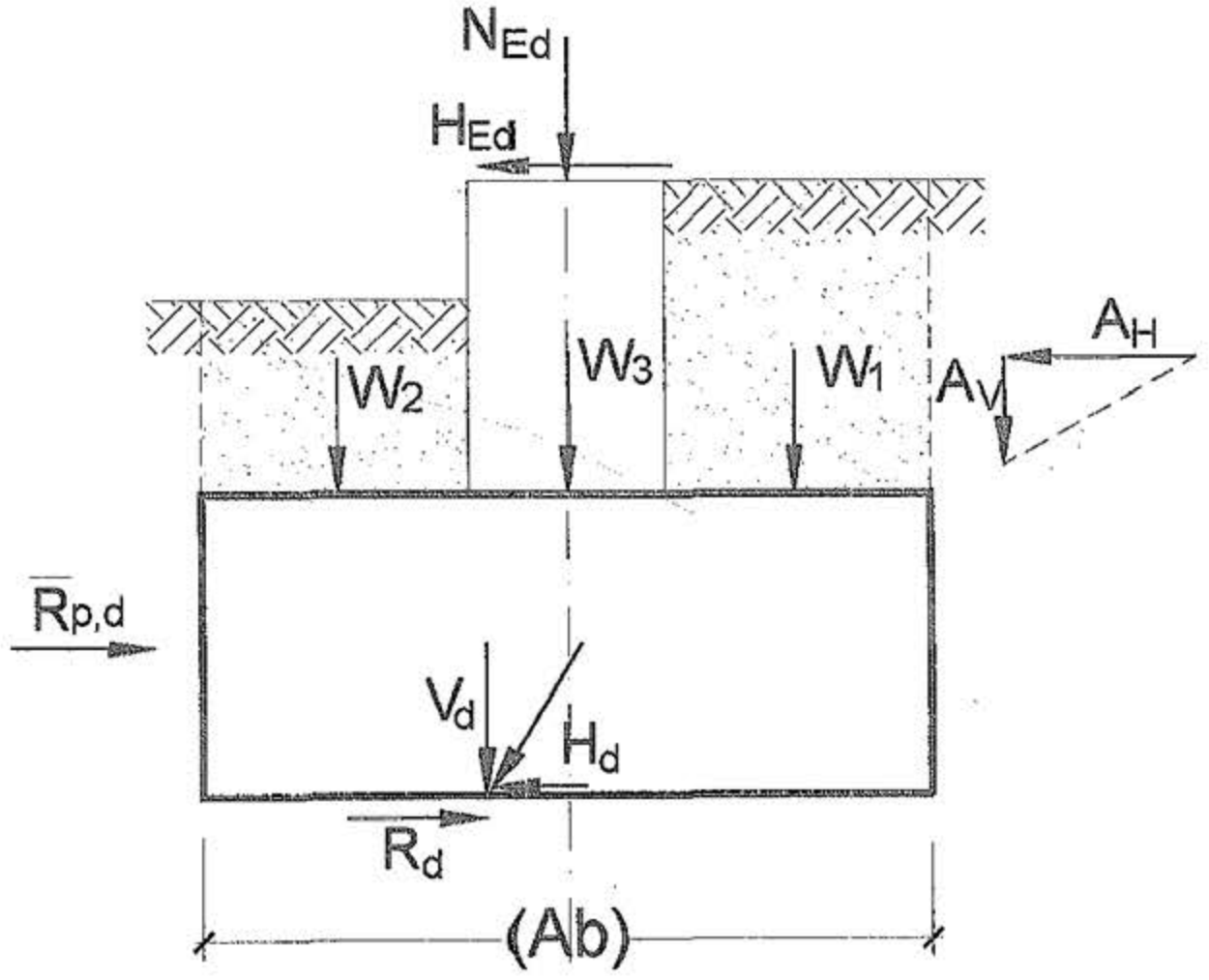


Fig. 2.8. Solicitări asupra fundaţiei

$$H_d \leq R_d + \overline{R}_{p,d} \tag{2.23}$$

în care:

H_d şi V_d - rezultatele solicitărilor de proiectare la talpa fundaţiei,

$\overline{R}_{p,d}$ - rezultanta orizontală a rezistenţei pasive a terenului calculată cu luarea în considerare a valorii deplasării (=k_p/2),

R_d- rezistenta de calcul la alunecare a terenului de fundare.

Valoarea rezistenţei de calcul la alunecare se determină funcţie de condiţiile de drenare a terenului de fundare, cu relaţiile:

– **Condiţii drenate:**

$$R_d = V_d \cdot \tan \delta_d \qquad (2.24)$$

unde: $\tan \delta_d$ - coeficient de frecare pe talpa fundaţiei,

– **Condiţii nedrenate:**

$$R_d = A_c \cdot c_{ud} \qquad (2.25)$$

unde: c_{ud} - valoarea de proiectare a coeziunii terenului în stare nedrenată (încercare de tip UU).

În relaţiile anterioare se consideră: $\delta_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi`_d$ pentru talpa fundaţiei prefabricate și $\delta_d = \varphi`_d$ pentru talpa fundaţiei executată prin turnarea betoanelor în săpătură. Normativul (NP 112-2004) recomandă pentru coeficientul de frecare δ_d valorile date în Tabelul 2.13.

Tabelul 2.13. Valorile coeficientului de frecare

Denumirea pământului		δ_d
Argile având:	$0,25<I_c<0,5$	0,20
	$0,5\leq I_c<0,75$	0,25
	$I_c\geq 0,75$	0,30
Argile nisipoase, nisipuri prăfoase şi pământuri prăfoase		0,30
Nisipuri fine		0,40
Nisipuri mijlocii şi mari		0,45
Pietrişuri şi bolovănişuri		0,50
Terenuri stâncoase		0,60

În general se neglijează efectele coeziunii efective (c')

Dacă este posibil ca aerul şi apa să atingă suprafaţa tălpii fundaţiei, Fig. 2.9., rezemată pe un teren argilos nedrenat se impune verificarea condiţiei:

$$H_d \leq 0,4V_d \tag{2.26}$$

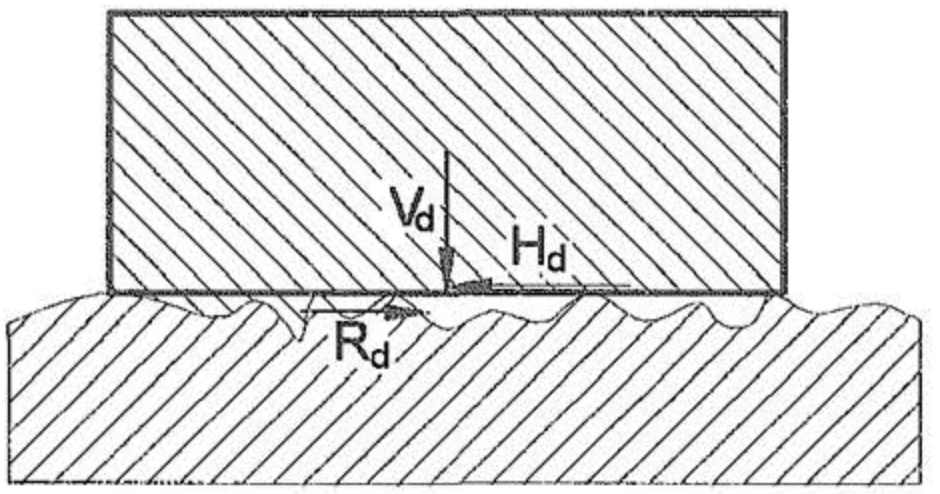


Fig. 2.9. Fundaţie pe teren argilos nedrenat în contact cu apa şi aer

2.2.4. Verificarea la stabilitate generală

Structurile tipice pentru care se impune efectuarea unei analize a stabilităţii generale sunt:

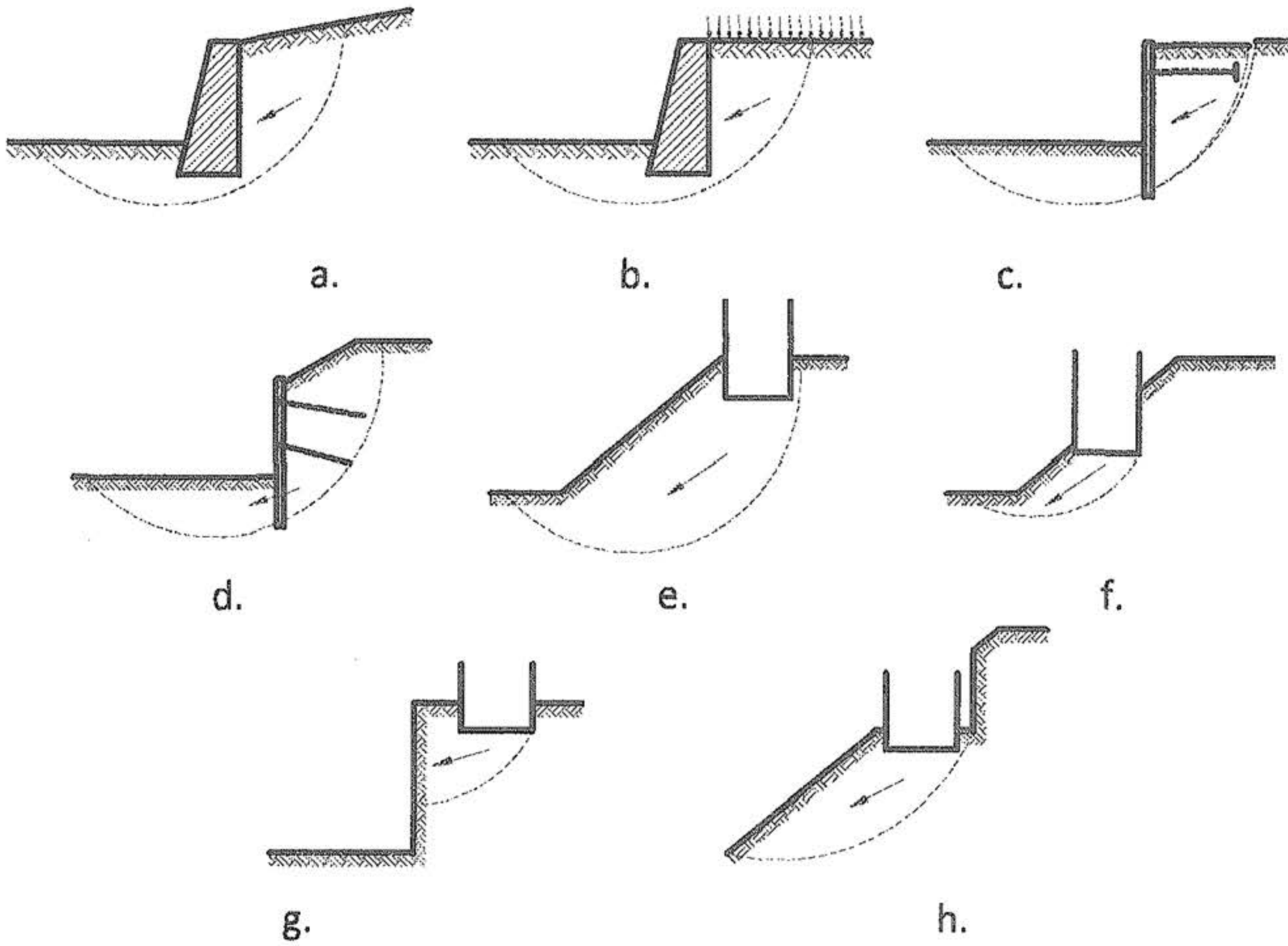


Fig. 2.10. Verificarea la stabilitate generală

- **structuri de susținere a pământului**, ziduri de sprijin, Fig. 2.10.a și b.,
- **excavări , taluzări şi terasamente**, Fig. 2.10.c și d.,
- **fundaţii pe teren în pantă**, taluzuri sau terasamente naturale, Fig. 2.10.e. și f.,

– **fundaţii în apropierea excavaţiilor,** structuri tăiate sau îngropate Fig. 2.10.g și b.

Stabilitatea generală a taluzurilor incluzând structurile existente, afectate sau cele proiectate trebuie **verificate la starea limită ultimă (GEO)** cu **valorile de calcul ale acţiunilor** ţinând cont de coeficienţii parţiali de siguranţă din Tabelul 2.8.

Coeficienţii parţiali de siguranţă pentru rezistenţele pământului sunt daţi în Tabelul 2.14.

Tabelul 2.14. Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru rezistenţe (γ_R)

Rezistenţa	Simbol	Grupare	
		R1	R3
Rezistenţa pământului	$\gamma_{R,e}$	1,00	1,00

Verificarea stabilităţii taluzului se face luând în considerare cazurile de proiectare (**CP1.2** şi **CP3**), conform Tabelului 2.1.

Verificarea la stabilitate generală se va face cu luarea în considerare şi a presiunii apei din pori. Calculul se face folosind una din metodele: Bishop, Fellenius, Spencer, Jambu. Metoda cel mai des folosită este Bishop. Dintre metodele care iau în considerare suprafeţe de alunecare poligonale aminteşte metoda Sarma.

În cazul folosirii metodei convenționale (*OFS*) valorile parametrilor geotehnici de proiectare se iau cu coeficienţii parţiali de siguranţă $\gamma_\phi = 1,\ \gamma_c = 1$, iar valorile acţiunilor se iau în considerare cu coeficienţii parțiali de siguranţă: $\gamma_G = 1,\ \gamma_Q = 1$.

Factorul de stabilitate echivalent (OFS) este determinat cu relaţia:

$$OFS = \frac{E_k}{R_k} \tag{2.27}$$

unde: E_k – momentul de stabilitate al prismului de pământ în raport cu centrul suprafeţei de cedare cea mai defavorabilă, în kNm,

R_k – momentul de răsturnare al prismului de pământ în raport cu acelaşi centru, în kNm.

Factorul de stabilitate OFS trebuie să aibă valori minime mai mari decât 1,5. În cazul în care se folosesc metode de verificare a stabilităţii taluzurilor în eforturi totale, condiţii nedrenate(c_u), valoarea lui OFS este 1,3 - 1,4.

2.2.5. Starea limită de serviciu (S.L.S.)

Structura, infrastructura şi terenul de fundare vor fi proiectate la stări limită de serviciu conform CR 0 - 2005 şi SR EN 1990/NA 2006.

Pentru verificările la starea limită de serviciu se definesc următoarele situaţii:

– Combinaţii caracteristice pentru stările limită ireversibile de serviciu:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.28)$$

– Combinaţii frecvente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.29)$$

– Combinaţii cvasipermanente pentru efectele de durată (deformaţii):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.30)$$

Prin calculul terenului de fundare la starea limita de exploatare normală în teren sau într-o secţiune structurală, element sau îmbinare, trebuie sa se asigure respectarea condiţiei:

$$\Delta_s \leq \Delta \qquad (2.31)$$

în care:

Δ_s - deplasarea sau deformaţia posibilă a construcţiei datorată tasării terenului de fundare,

Δ - deplasarea sau deformaţia admisă pentru structură conform SR EN 1997-1 sau NP 112-2004.

Ca metode de evaluare a tasărilor recomandate de SR EN 1997-1 se indică:

– **metoda bazată pe relaţia efort deformaţie (ex: metoda însumării pe straturi elementare** din NP 112-2004),

– metoda bazată pe teoria elasticităţii adaptată,

– **calculul tasării produse de consolidare la argile saturate şi nesaturate.**

În conformitate cu SR EN 1997-1 valorile tasărilor maxime admise sunt de 50 mm, iar tasările diferenţiate, tasarea relativă si tasarea maximă se adoptă conform Fig. 2.11.

Normele în vigoare în ţara noastră (NP 112-2004) dau, în funcţie de tipul structurii valorile s_{max} şi valorile δ_{max} şi Δ_{max}.

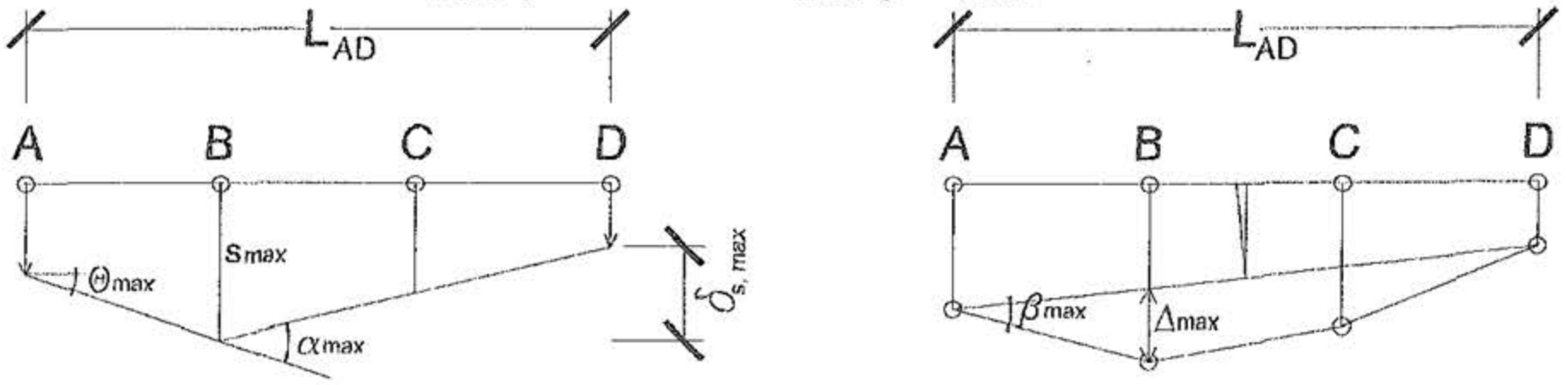


Fig. 2.11. Determinarea tasării diferenţiate, tasării relative şi tasării maxime

În literatura de specialitate există numeroase prevederi privind valorile maxime admise ale deformaţiilor şi ale deplasărilor (Popa&Ilieș, 2009).

Atunci când se produc schimbări ireversibile ale proprietăților pământurilor determinate de cantitatea de apă – pământ sau prin asanare, valorile caracteristice ale parametrilor de deformație sau forfecare pot fi modificate.

2.2.5.1. Calculul tasării probabile

2.2.5.1.1. Calculul tasării prin metoda însumării pe straturi elementare

Efortul unitar net mediu p_{net} pe talpa fundaţiei se calculează cu relaţia:

$$p_{net} = p_{ef} - \gamma \cdot D_f \qquad (2.32)$$

în care: $p_{ef} = \dfrac{Q}{A}$

Q - este suma încărcărilor provenite din construcție, pentru combinații caracteristice la stări limită de serviciu, inclusiv greutatea fundaţiei şi a umpluturii de pământ care stă pe fundaţie [kN],

A - suprafaţa în plan a tălpii fundaţiei [m^2],

γ - greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului tălpii fundaţiei [kN/m^3],

D_f - adâncimea de fundare [m].

În cazul gropilor de fundare cu lățimi mari (B > 10m) executate în terenuri coezive, când există posibilitatea ca partea inferioară a săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar net mediu pe talpa fundaţiei se acceptă ca fiind: $p_{net} = p$, fără a considera efectul de descărcare al greutății pământului excavat.

În acest caz, pentru calculul tasărilor în domeniul de presiuni $p < \gamma \cdot D_f$, se pot utiliza valorile modulului de deformație liniară la descărcare E_{ur}, determinate conform SR EN 1997-2.

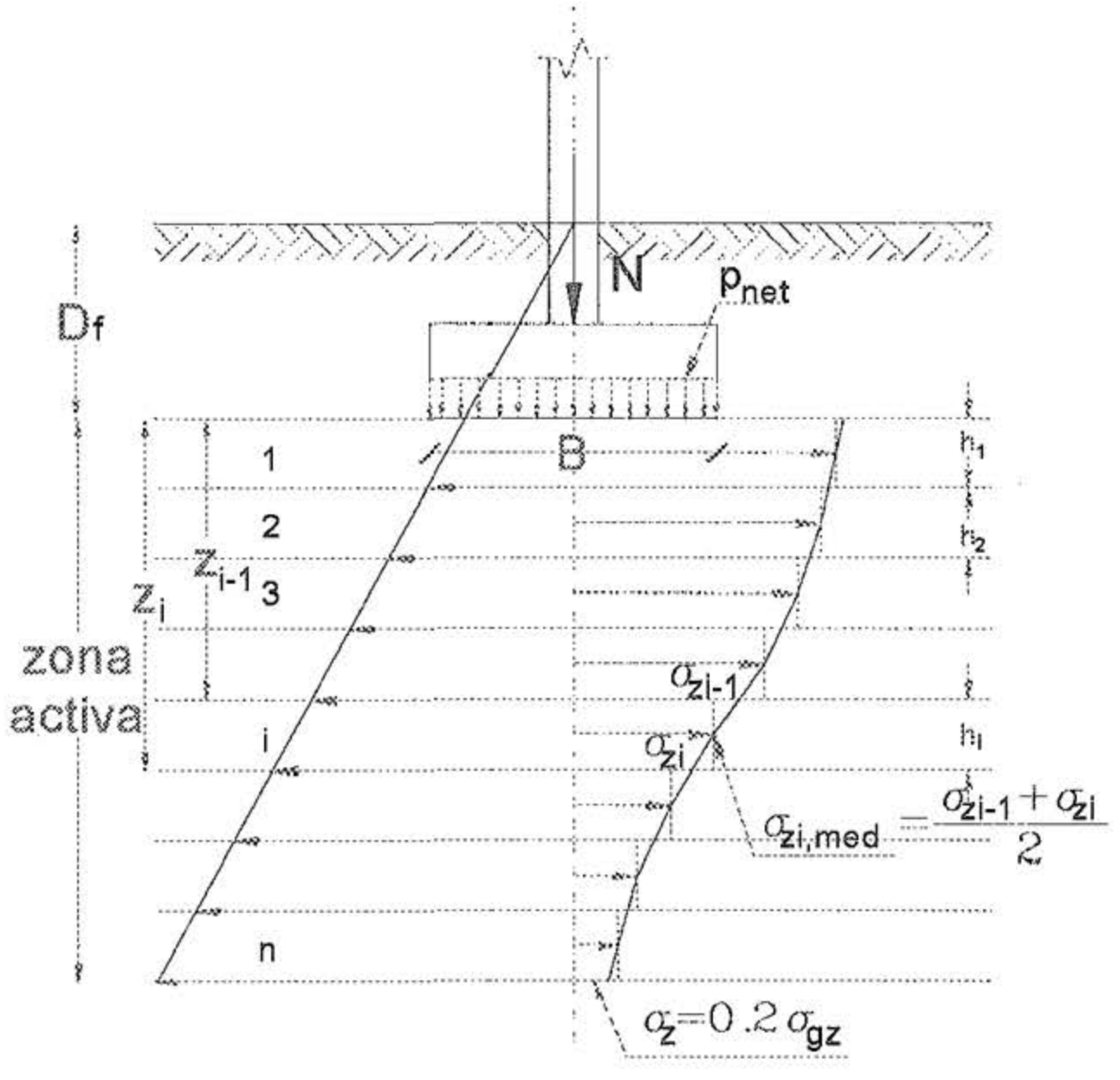


Fig. 2.12. Calculul tasării prin metoda însumării pe straturi elementare

Pământul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active; fiecare strat elementar se constituie din pământ omogen şi trebuie să aibă grosimea mai mică decât *0,4B*.

Pe verticala centrului fundaţiei, la limitele de separaţie ale straturilor elementare, se calculează eforturile unitare verticale datorate presiunii nete transmise de talpa fundaţiei, cu relaţia:

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot p_{net} \tag{2.34}$$

în care:

α_0 - coeficientul de distribuție al eforturilor verticale, în centrul fundației, pentru presiuni uniform distribuite pe talpă, dat în Tabelul 2.15, în funcție de rapoartele L/B și z/B,
L - lungimea fundației dreptunghiulare [m],
B - lățimea fundației dreptunghiulare sau diametrul fundației circulare [m],
z - adâncimea planului de separație al stratului elementar față de nivelul tălpii fundației [m],
p_{net} - efortul unitar net mediu pe talpa fundației, conform relației 2.32) , [kPa].

Tabelul 2.15. Valorile coeficientului α_0

z/B	Fundații în formă de:				
	cerc	dreptunghi, cu raportul laturilor L/B			
		1	2	3	>10
	α_0				
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0.98
0,4	0,76	0,80	0,87.	0,88	0.88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0.64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0.31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0.21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0.16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0.13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0.10

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează tasarea straturilor se limitează la adâncimea z sub talpa fundației, la care valoarea efortului unitar vertical σ_z datorat încărcării fundației devine mai mic decât 20% din presiunea geologică σ_{gz} la adâncimea respectivă:

$$\sigma_z < 0.2 \cdot \sigma_{gz} \qquad (2.35)$$

În situația în care limita inferioară a zonei active rezultă în cuprinsul unui strat având modulul de deformație liniară mult mai redus decât al straturilor superioare sau având E<5000kPa, adâncimea z_0 se majorează prin includerea acestui strat, sau până la îndeplinirea condiției:

$$\sigma_z < 0.1 \cdot \sigma_{gz} \tag{2.36}$$

În cazul în care în cuprinsul zonei active stabilită apare un strat practic incompresibil (E > 100.000 kPa) şi există siguranţa că în cuprinsul acestuia, până la adâncimea corespunzătoare atingerii condiției (2.30) nu apar orizonturi mai compresibile, adâncimea zonei active se limitează la suprafaţa acestui strat.

Tasarea absolută probabilă se calculează cu relaţia:

$$s = 10^2 \cdot \beta \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i}, [cm] \tag{2.37}$$

în care:

β - coeficient de corecție egal cu 0,8,

σ_{zi}^{med} - efortul vertical mediu în stratul elementar *i*, calculat cu relația:

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{\sup} + \sigma_{zi}^{\inf}}{2}, \text{ [kPa]} \tag{2.38}$$

$\sigma_{zi}^{\sup}, \sigma_{zi}^{\inf}$ - este efortul unitar la limita superioară, respectiv limita inferioară a stratului elementar *i* calculat cu relaţia (2.34) [kPa],

h_i - grosimea stratului elementar i, [m],

E_i - modulul de deformație liniară al stratului elementar *i*, determinat conform paragrafului 2.2.6.1,

n - numărul de straturi elementare în limita zonei active.

2.2.5.1.2. Calculul tasării prin metoda bazată pe teoria elasticității adaptată

Tasarea totală a unei fundaţii pe pământ coeziv sau necoeziv poate fi calculată utilizând o ecuaţie stabilită în teoria elasticităţii (SR EN 1997-1:2006) de forma:

$$s = \frac{p \cdot B \cdot f}{E_m} \tag{2.39}$$

în care:

p - este efortul unitar net mediu pe talpa fundaţiei, determinat în cazul pământurilor coezive normal consolidate prin scăderea greutăţii pământului excavat de deasupra tălpii; trebuie luat în considerare și efectul subpresiunii,

E_m - valoarea de calcul a modulului de deformație liniară al stratului deformabil, în condiții drenate. El poate fi determinat prin calcul invers din lucrări similare învecinate sau poate fi estimat pe baza rezultatelor încercărilor în laborator și pe teren (vezi paragraful 2.2.6.1),

f - coeficientul tasării,

B - lăţimea fundaţiei.

Metoda trebuie folosită doar atunci când eforturile în teren nu produc plastifieri semnificative şi daca se poate admite o comportare liniară în relaţia efort deformaţie ($p_{ef}<p_{pl}$).

2.2.5.1.3. Calculul tasării absolute prin metoda stratului liniar deformabil de grosime finită

În cazul în care în limita zonei active apare un strat practic incompresibil (având E > 100.000 kPa) sau atunci când fundaţia are lăţimea (sau diametrul) B > 10m, iar stratul care constituie zona activă se caracterizează prin valori E > 10000 kPa, tasarea absolută probabilă a fundaţiei se calculează prin metoda stratului liniar deformabil de grosime finită. În acest caz tasarea absolută probabilă a fundaţiei se calculează cu relaţia, Fig. 2.13:

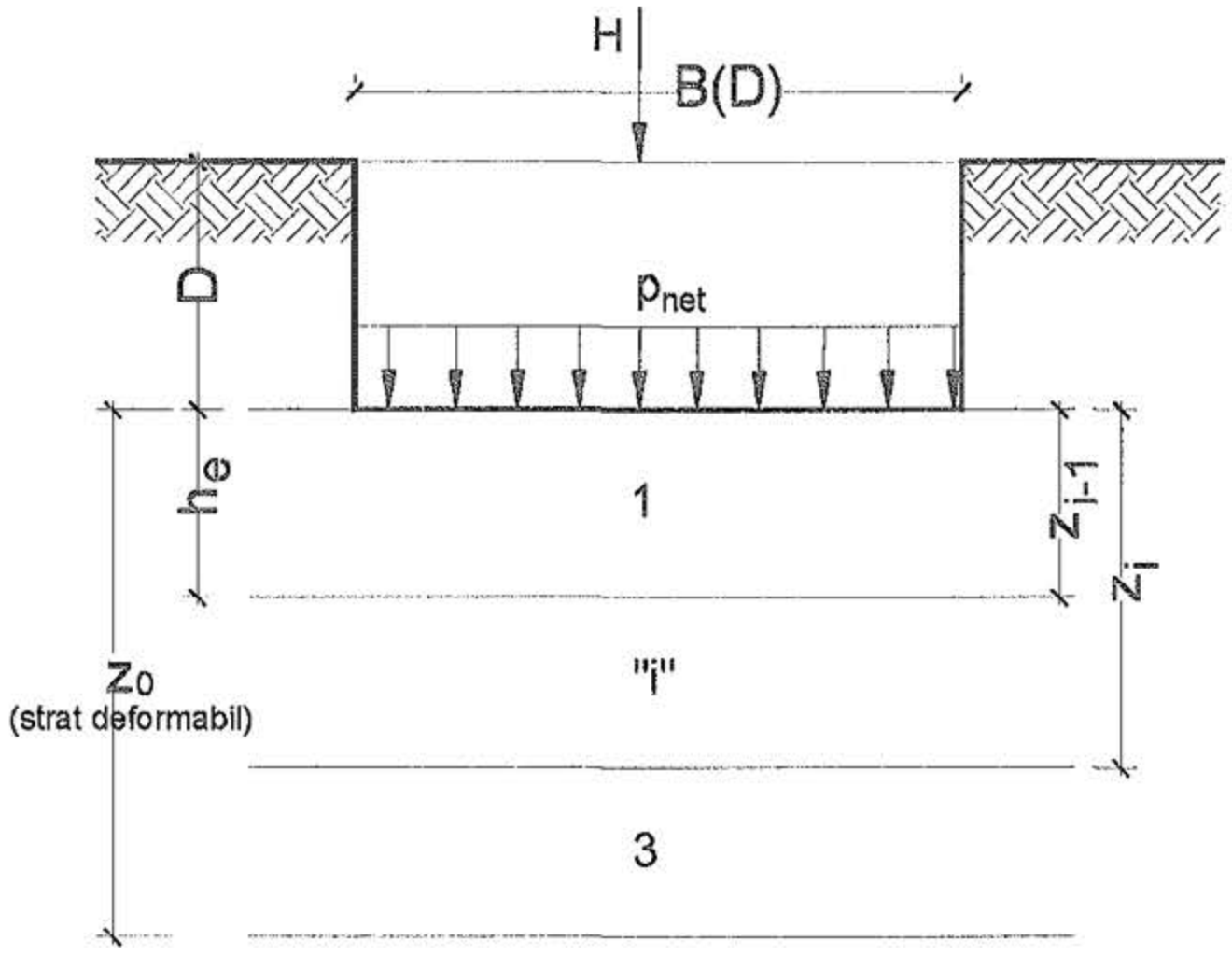


Fig. 2.13. Metoda stratului liniar deformabil

$$s = 10^2 \cdot m \cdot p_{net} \cdot B \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i} \cdot \left(1 - \upsilon_i^2\right), \text{[cm]} \qquad (2.40)$$

în care:

m - coeficient de corecţie prin care se ţine seama de grosimea stratului deformabil z_0, dat în Tabelul 2.16.,

p_{net} - efortul unitar net mediu pe talpa fundaţiei, conform relaţiei (2.34), [kPa],

B - lăţimea tălpii fundaţiei dreptunghiulare sau diametrul fundaţiei circulare, [m],

Tabelul 2.16. Valorile coeficientului m.

z_0/B	m
0,00....0,25	1,5
0,26....0,50	1,4
0,51....1,00	1,3
1,01....1,50	1,2
1,51....2,50	1,1
>2,50	1,0

K_1, K_{i-1} - coeficienţi adimensionali daţi în Tabelul 2.17, stabiliţi pentru nivelul inferior, respectiv superior al stratului *i*,

E_i - modulul de deformaţie liniară a stratului *i*, [kPa],

υ_i - coeficientul lui Poisson al stratului *i*.

Tabelul 2.17. Valorile coeficienţilor adimensionali pentru calculul tasării, conform NP 112-2004

z/B	Fundaţii în forma de cerc	Fundaţii în formă de dreptunghi cu raportul laturilor L/B					
		1	1,5	2	3	5	>10 (fundaţii continue)
	K						
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,3	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208

z/B	Fundații în forma de cerc	Fundații în formă de dreptunghi cu raportul laturilor L/B					
		1	1,5	2	3	5	>10 (fundații continue)
	K						
0,5	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
0,7	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
0,9	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
1,1	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
1,3	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
1,4	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
1,5	0,517	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763
1,7	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
1,9	0,569	0,618	0,708	0,752	0,791	0,808	0,862
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
2,1	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,921
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949
2,3	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
2,5	0,618	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,025
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
2,7	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
2,9	0,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
3,1	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
3,2	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,178
3,3	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
3,4	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
4,0	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

Calculul tasării se extinde asupra zonei active, care se împarte în straturi cu caracteristici geotehnice de deformabilitate distincte. În cazul în care zona activă este constituită dintr-un strat omogen, coeficienţii K_1 şi K_{i-1} se stabilesc numai pentru adâncimea $z = z_0$ şi, respectiv, la nivelul tălpii fundaţiei: z = 0 (calculul efectuându-se, deci, pentru un singur strat).

Pentru radierele generale se recomandă ca zona activă (z_0) să se adopte cu relaţiile de mai jos, Fig. 2.14:

$$Z_0 = (6 + 0.15 \cdot B) \cdot k_p \qquad (2.41)$$

- pentru fundaţii rezemate pe straturi de nisip

$$Z_0 = (9 + 0.15 \cdot B) \cdot k_p \qquad (2.42)$$

- pentru fundaţii rezemate pe straturi de argile

Valorile k_p se consideră:

$k_p = 0.8$ pentru $p_{ef} \approx 100kPa$; (2.43)

$k_p = 1.2$ pentru $p_{ef} \approx 500kPa$. (2.46)

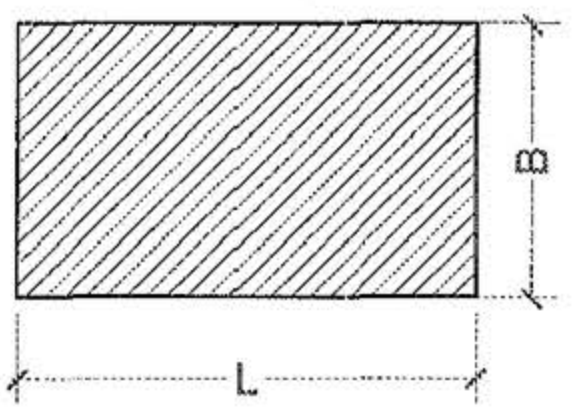


Fig. 2.14. Radier general

Tasarea suplimentară a unui punct al fundaţiei sub influenţa încărcărilor transmise de fundaţiile învecinate şi a suprasarcinii terenului din vecinătatea fundaţiei se calculează cu relaţia:

$$s = 100 \cdot \sum \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i}, [cm] \qquad (2.47)$$

în care: σ_{zi}^{med} se calculează cu metoda punctului de colţ (STAS 3300/2-85).

O metodă aproximativă de evaluare a tasării suplimentare din încărcări concentrate este, Fig. 2.15.:

$$\Delta_s = \frac{V}{E} \cdot f = \frac{V}{\pi \cdot E \cdot r} \qquad (2.46)$$

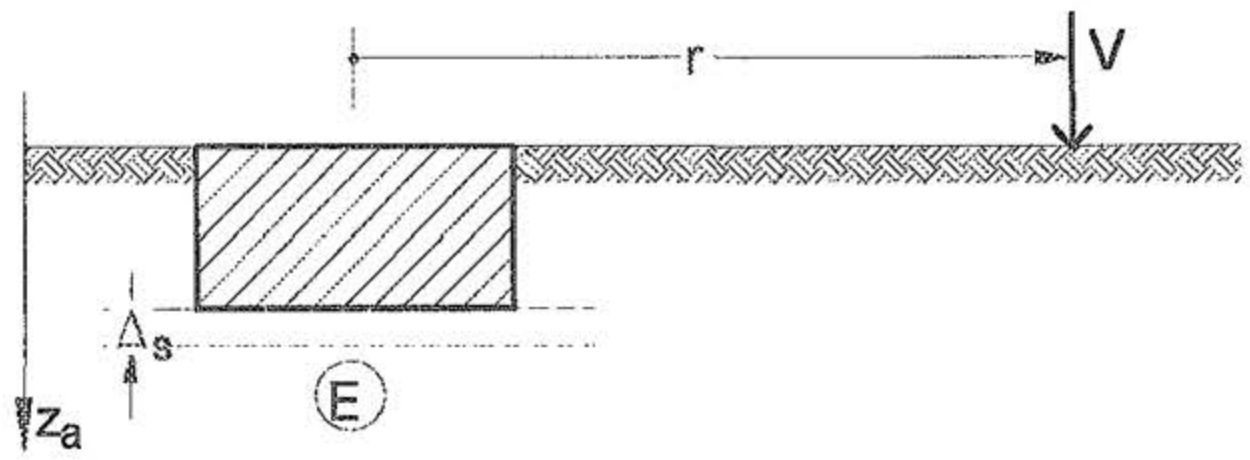


Fig. 2.15. Calculul tasării din influenţa unei sarcini concentrate

2.2.5.1.4. Calculul tasării relative

Tasarea relativă probabilă se calculează ca diferenţă între tasările absolute probabile a două fundații învecinate, raportată la distanţa între ele, luând în considerare cea mai defavorabilă situaţie de încărcare, Fig. 2.16.

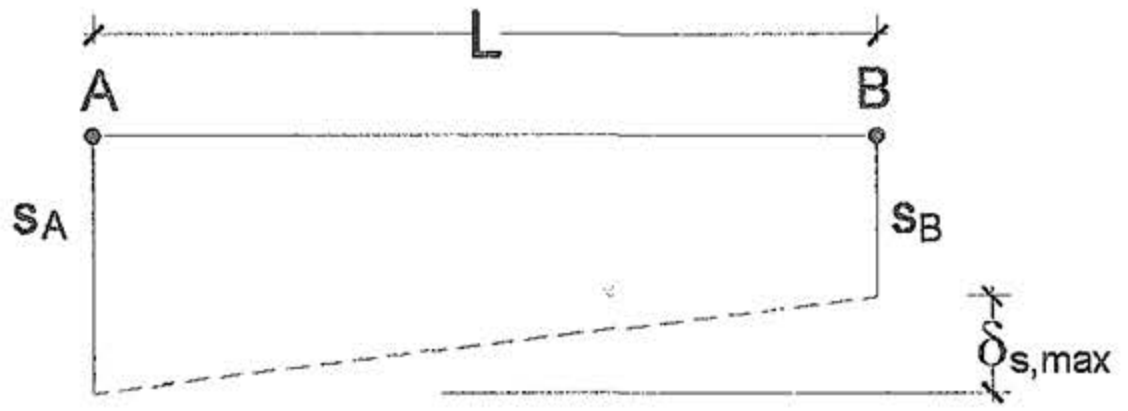


Fig. 2.16. Definirea tasării relative

Valoarea tasării relative se calculează cu relaţia:

$$\Delta = \frac{s_A - s_B}{L} = \frac{\delta_{s,\max}}{L} \tag{2.47}$$

Calculul tasărilor diferențiale trebuie să ia în considerare următoarele aspecte (conform SR EN 1997 – 1):

- Apariția și rata tasărilor pământului,
- Variațiile întâmplătoare sau sistematice ale proprietăților pământului,
- Distribuția încărcărilor,
- Metodele de execuție,
- Rigiditatea structurii în timp și după execuție (structură cu noduri rigide, elastice etc.)

Conform SR EN 1997-1 valoarea diferenţei maxime de tasare se limitează la 10mm, astfel încât să nu depăşească 50% din tasarea totala:

$$\delta_{s,\max} = 0{,}5 \cdot s_t \tag{2.48}$$

Dacă, considerăm că diferenţa de tasare pentru stâlpi articulaţi nu poate depăși valoarea 1/500 din deschidere avem:

$$\Delta_{\lim} = \frac{L}{500} \tag{2.49}$$

Tasarea datorită compresibilităţii terenului de fundare, este factorul cel mai important în stabilirea presiunilor acceptabile. Chiar dacă sunt satisfăcute, condiţiile de presiuni, este foarte important să se examineze probabilitatea producerii tasărilor prin consolidare.

În cazul fundaţiilor rezemate pe terenuri necoezive cu îndesare mijlocie sau îndesate, tasările sunt relativ mici şi se produc aproape simultan, iar tasarea totală este practic terminată la sfârşitul perioadei de construire sau chiar mai repede.

Tasarea fundaţiilor rezemate pe nisipuri afânate este şi mai rapidă, producându-se în timpul aplicării sarcinilor. Tasările fundaţiilor pe terenuri coezive este imediată, iar o parte se desfășoară intr-un timp îndelungat, sub formă de tasare de consolidare.

Producerea tasării fundaţiilor nu are loc numai în cazul construcţiilor importante şi care transmit solicitări mari. La prafuri şi argile moi, compresibile, pot apare tasări importante chiar sub solicitări relativ mici.

Tasarea diferenţială sau relativă ce are loc în diferite părţi ale construcției are o mai mare importanţă pentru stabilitatea structurii decât tasarea totală.

Dacă o clădire suferă o tasare uniformă pe toată suprafaţa construcţiei cu valori chiar mai mari de 3 - 4cm, suprastructura nu va suferi mobilizarea unor solicitări suplimentare.

Dacă însă între diferite părţi ale construcţiei se produc tasări relative, în structură apar eforturi suplimentare, care pot produce degradări structurale importante sau chiar colaps. Legătura între tasarea maximă s_{max} şi deflexiunea relativă (Δ_{max}) este dată de relaţia:

$$s_{\max} = R\frac{\Delta}{L} \tag{2.50}$$

Pentru diferitele tipuri de pământuri valorile R şi s_{max}, pentru diferite sisteme de fundare directă sunt date în Tabelul 2.18. Deformaţii admisibile sunt propuse şi de alţi autori conform Tabelului 2.19.

Tabelul 2.18. Valori R şi s_{max} admisibile

Tipul de pământ	Valoarea	Tipul fundaţiei	
		izolată	radier
Argilă	R	22500	30000
	S_{max}(mm)	75	100
Nisip	R	1500	1800
	S_{max}(mm)	50	60

Tabelul 2.19. Deformaţii admisibile

A. Construcţii din beton şi pereţi armaţi					
Valori admisibile	Skempton şi MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin şi Tokar (1957)	Bjerrum (1963)	EC7 (1994)
Degradări ale structurii şi fisuri în pereţi	1/150 1/300	1/250 1/500	1/200 1/500	1/150 1/500	1/150 1/300

B. Pereţi nearmaţi			
Raportul Δ/L	Meyerhof (1956)	Polshin şi Tokar (1957)	Burland şi Wroth (1975)
Deformaţie $\cup$	1/2500	L/H <3 - 1/3500 până la 1/2500 L/H >5 - 1/2000 până la 1/1500	1/2500 – L/H=1 1/1250 – L/H=5
Deformaţie $\cap$	-	-	1/5000 – L/H=1 1/2500 – L/H=5

De asemenea tasările admisibile, S_{adm}, pentru fundaţii de suprafaţă şi radiere rezemate pe diferite tipuri de pământuri, sunt sintetizate în Tabelele 2.20 şi 2.21.

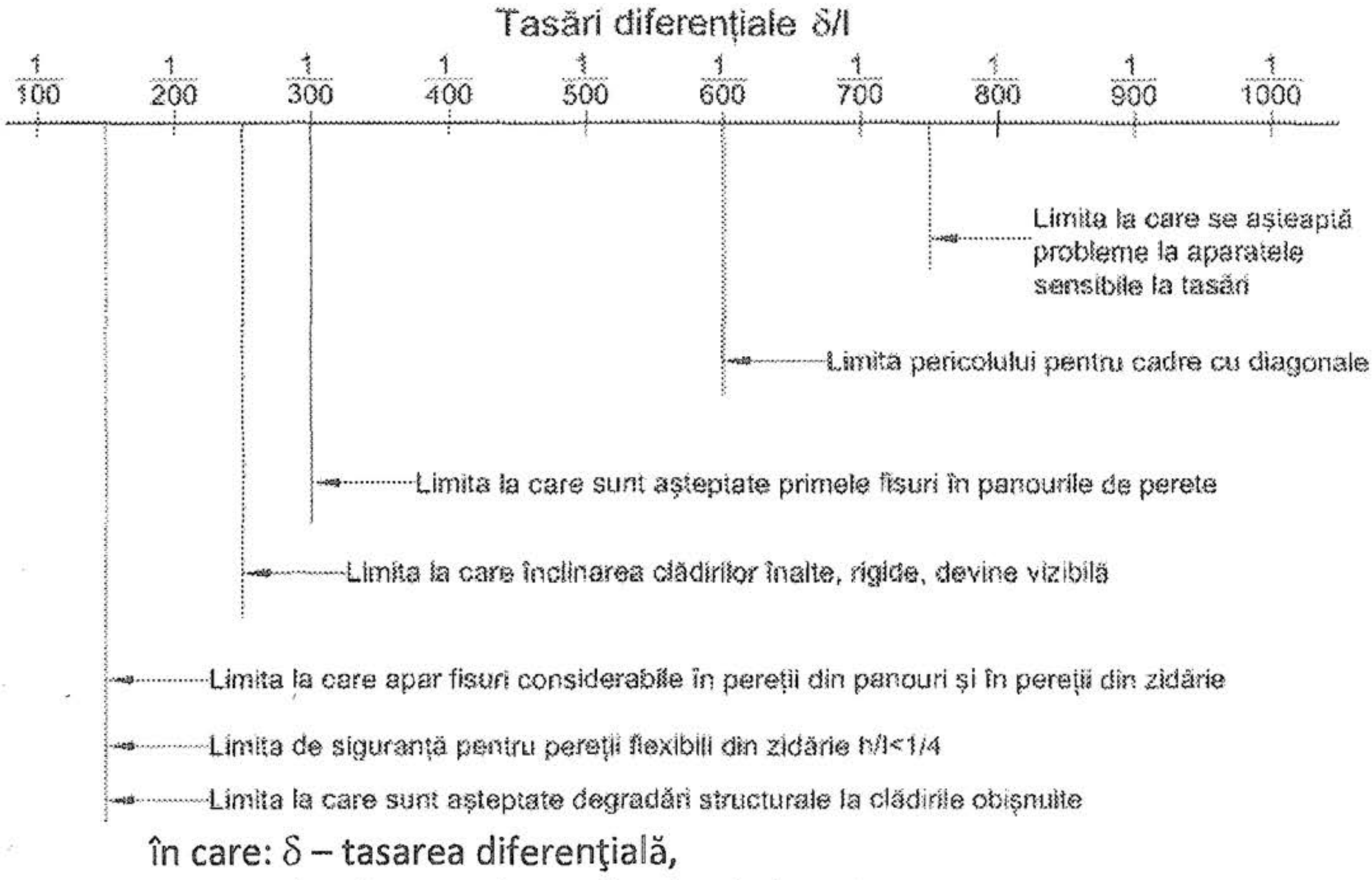
Tabelul 2.20. Tasări admisibile (în mm) pentru fundaţii de suprafaţă.

Valori admisibile pentru fundaţii izolate	Burland şi alţii (1977)	Skempton şi MacDonald (1956)	EC 7 (1994)
Tasarea totală pentru nisipuri	25	40	50
Tasarea diferenţială pentru nisipuri	20	25	20
Tasarea totală pentru argile	45	65	Valori mari
Tasarea diferenţială pentru argile	25	40	

Tabelul 2.21. Tasări admisibile (în mm) pentru radiere.

Valori admisibile pentru tasarea radierelor	Terzaghi şi Peck (1948)	Skempton şi MacDonald (1956)	Burland şi alţii (1977)	EC 7 (1994)
Tasarea totală pentru nisipuri Tasarea diferenţială pentru nisipuri	50	40 – 60	Valori mari	50
Tasarea totală pentru argile Tasarea diferenţială pentru argile	-	65 – 100	-	-

T.J. Tepper (1991) prezintă o schemă a limitelor tasării diferenţiale şi a degradărilor care apar în construcţii la atingerea acestora, Fig. 2.17.



în care: δ – tasarea diferenţială,
l – distanţa dintre fundaţiile învecinate,
h – înălţimea.

Fig. 2.17. Tasări diferenţiale limită

Tasarea diferenţială între diferitele părţi ale unei construcţii poate apărea datorită mai multor cauze (Tomlinson, 1969):

1. Variaţia de încărcare a fundaţiei, Fig. 2.18.

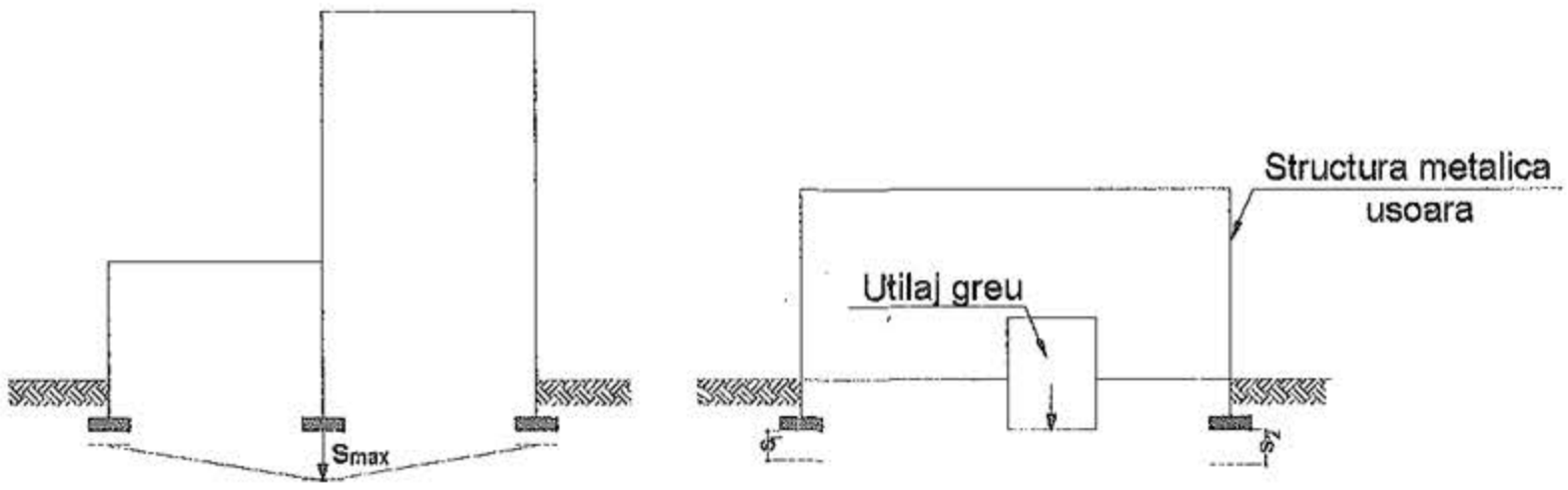


Fig. 2.18. Efectul variației de încărcare

2. Variația de stratificație a terenului Fig. 2.19.:

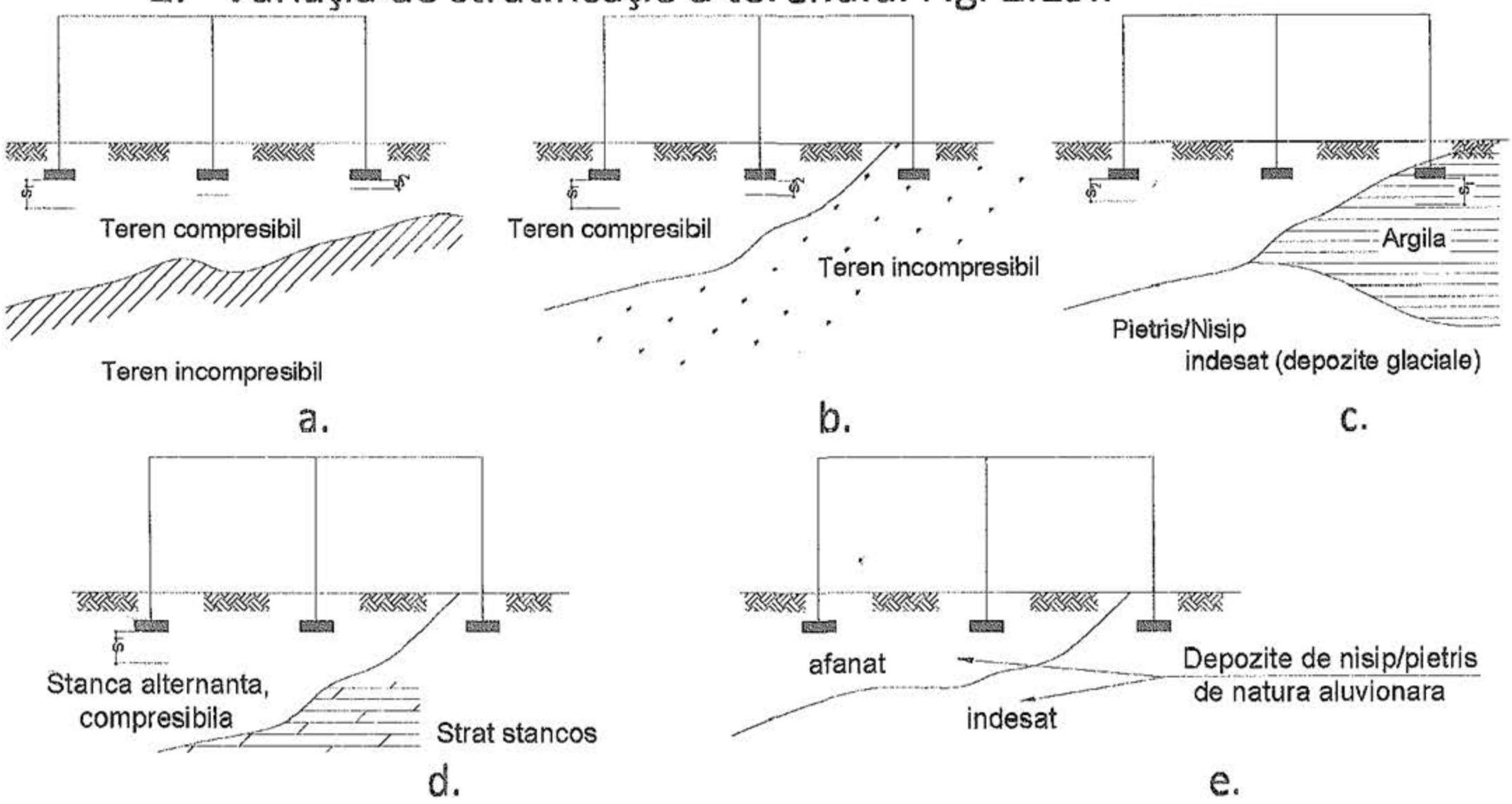


Fig. 2.19. Variații de stratificație a terenului

3. Sarcini pe suprafețe mari așezate pe fundații elastice, Fig. 2.20.

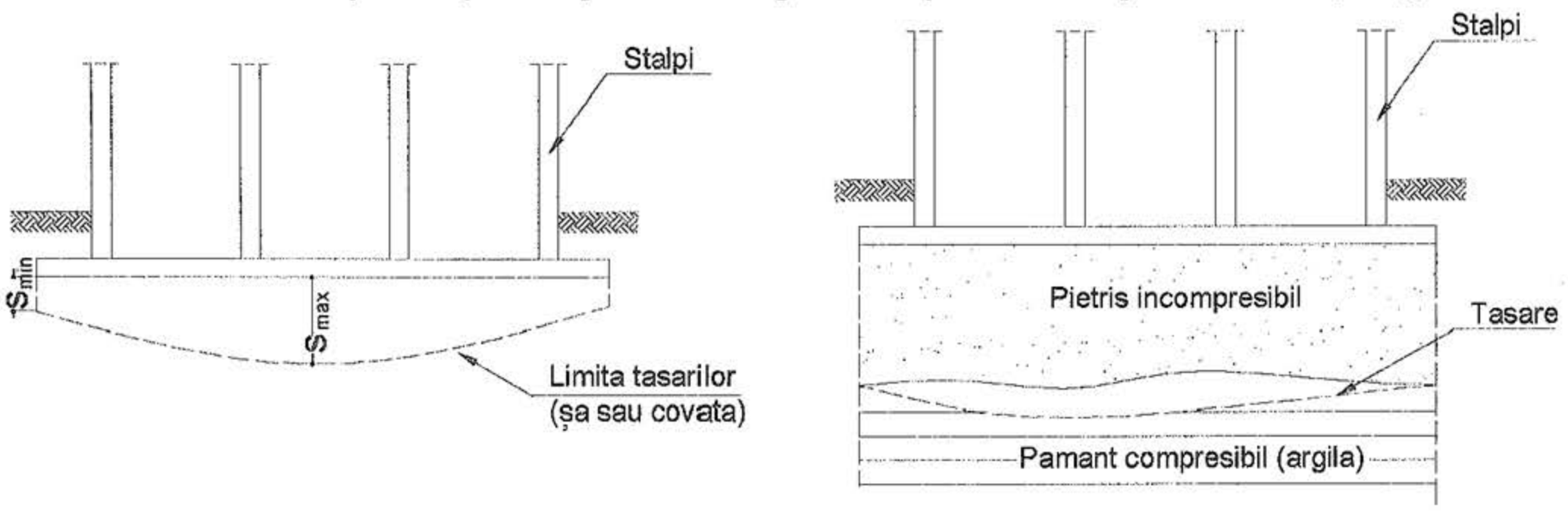


Fig. 2.20. Tasarea fundațiilor elastice

În cazul în care fundația este rezemată pe un strat incompresibil (pietriș) care reazemă pe un strat compresibil, tasarea se produce datorită

tasării stratului compresibil, însă nu va fi în formă de covată, ci mult mai orizontală. Stratul îndesat, dacă este destul de gros, se va comporta ca un radier rigid, eliminând în mare parte tasarea diferențială.

4. Executarea în mai multe etape a diferitelor părți ale construcției, Fig. 2.21.

Evaluarea tasării diferențiale este foarte importantă pentru construcțiile cu noduri rigide. La acestea, tasările diferențiale se impun modelate strict, deoarece depășirea lor poate conduce la apariția unor momente încovoietoare suplimentare importante.

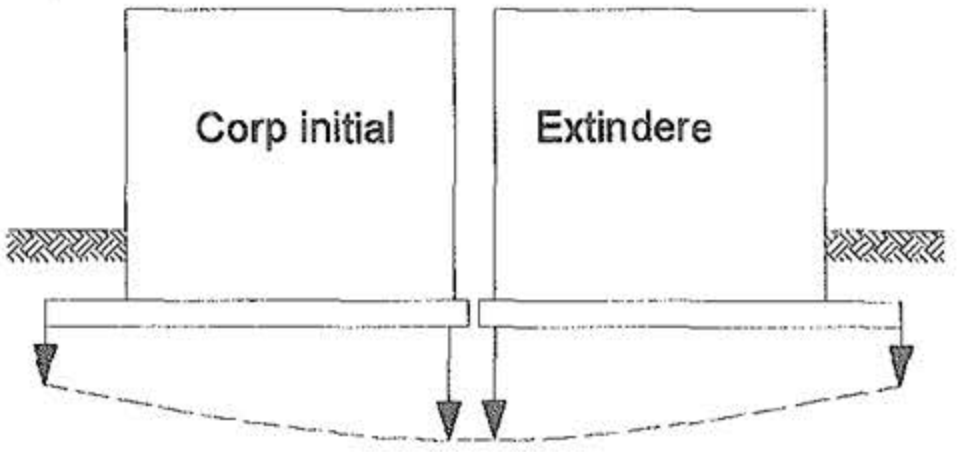


Fig. 2.21. Influența unor extinderi asupra tasării

2.2.5.1.5. Calculul înclinării fundației

Calculul înclinării fundației se face plecând de la ipoteza unei comportări liniare a terenului de fundare și a unei fundații rigide. Valoarea înclinării la o fundație pătrată sau dreptunghiulară se determină cu relațiile Fig. 2.22.:

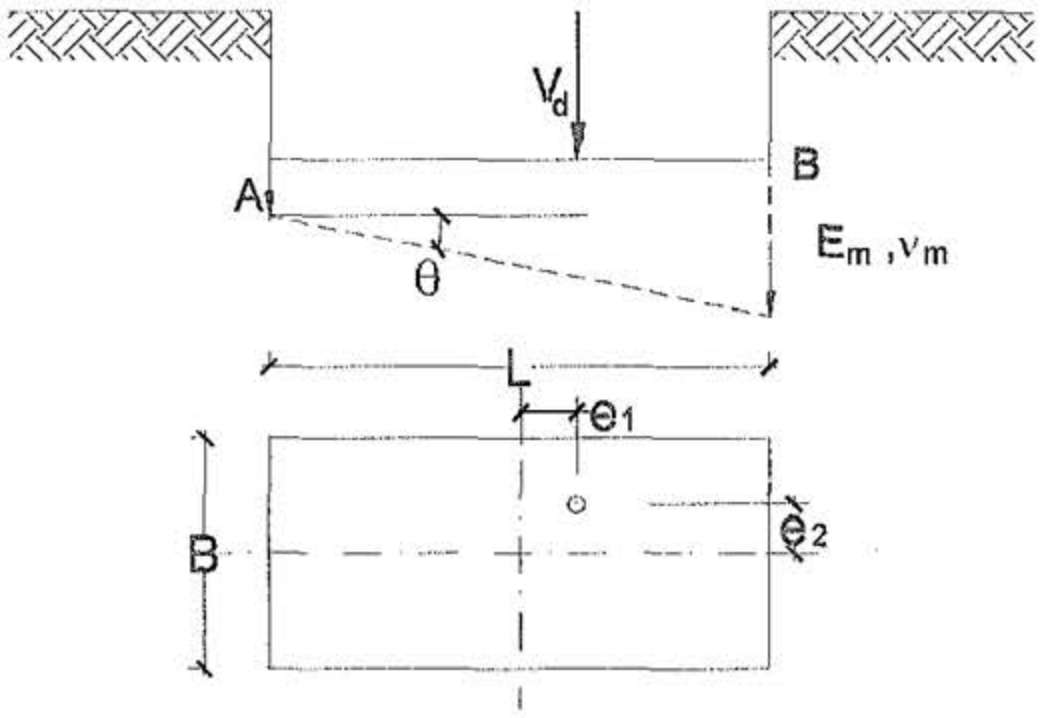


Fig. 2.22. Calculul înclinării fundației

Înclinarea longitudinală:

$$\tan\theta_1 = \frac{1-\upsilon_m{}^2}{E_m} \cdot K_1 \cdot \frac{V \cdot e_1}{(L/2)^3} \qquad (2.51)$$

Înclinarea transversală:

$$\tan\theta_{tr} = \frac{1-\upsilon_m{}^2}{E_m} \cdot K_2 \cdot \frac{V \cdot e_2}{(B/2)^3} \tag{2.52}$$

în care:

V - încărcarea verticală de calcul ce solicită excentric fundaţia, [kN],

e_1 - excentricitatea punctului de aplicare a forţei *V* măsurată din centrul tălpii dreptunghiulare, paralel cu latura mare, [m],

e_2 - excentricitatea punctului de aplicare a forţei *V*, măsurată din centrul tălpii dreptunghiulare paralel cu latura mică, [m],

E_m -valoarea medie a modulului de deformaţie liniară, [kPa];

υ_i -coeficientul de deformare laterală, pentru întreaga zonă activă,

K_1, K_2 -coeficienţi adimensionali determinaţi în funcţie de raportul laturilor L/B, după graficele din Fig. 2.23.,

L, *B* - lungimea, respectiv lăţimea tălpii fundaţiei, [m].

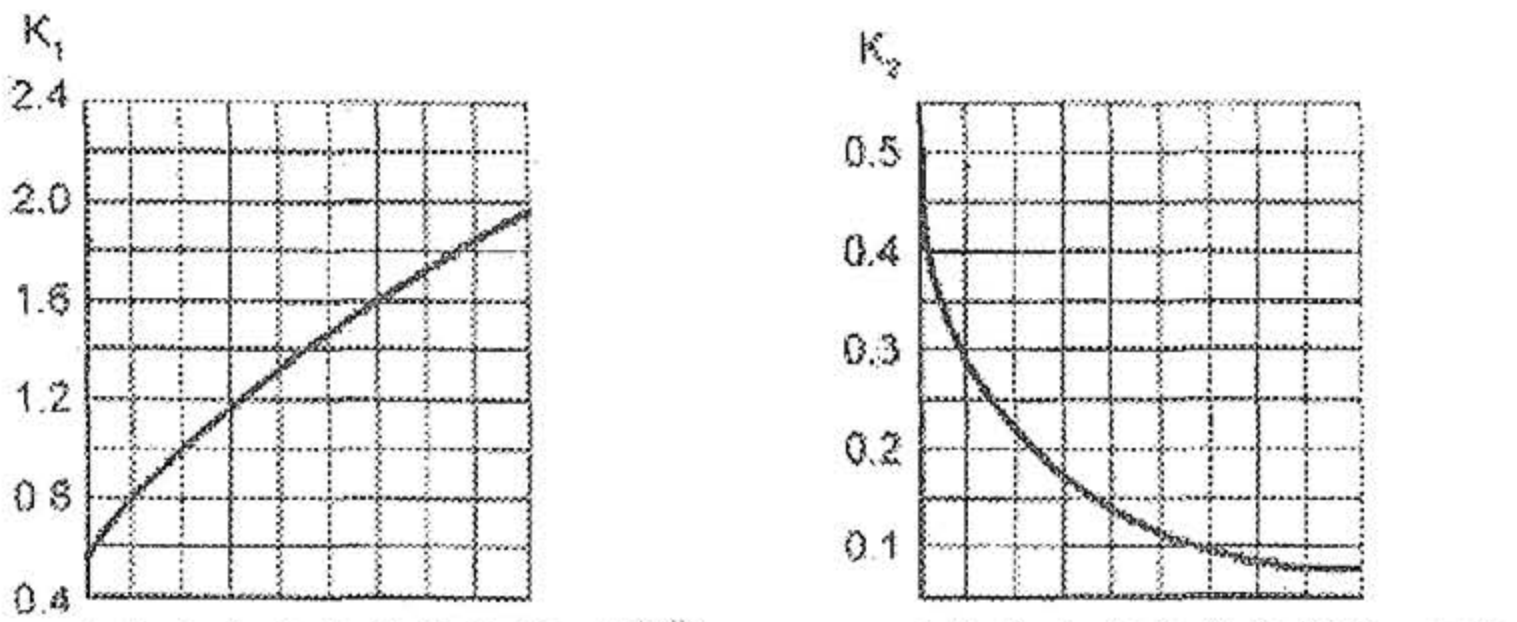


Fig. 2.23. Valoarea coeficienţilor K_1 şi K_2 (Popa&Farcaș, 2003)

Înclinarea probabilă a unei fundaţii rigide, circulară, încărcată excentric se determină cu relaţia:

$$\tan\theta = \frac{3 \cdot \left(1-\upsilon_m{}^2\right) \cdot V \cdot e}{4 \cdot E_m \cdot r^3}, \qquad e \le \frac{r}{3} \tag{2.53}$$

în care:

V - încărcarea verticală de calcul ce solicită excentric fundaţia, [kN],

e - excentricitatea punctului de aplicare a forței V măsurată din centrul tălpii fundației,[m],

E_m - valoarea medie ale modulului de deformație liniară [kPa],

υ_i - coeficientului de deformare laterală, pentru întreaga zonă activă,

r - raza fundației [m].

Înclinarea unei fundații având în plan formă poligonală se calculează cu aceeași relație, considerând raza egală cu:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}; \tag{2.54}$$

în care: A- suprafața poligonală [m^2].

Pentru construcții inginerești înalte (centrale eoliene, turnuri etc.) la care încărcarea principală este sarcina orizontală din vânt (solicitare dinamică), înclinarea tălpii fundației se determină cu relația (Popa, 1998), Fig. 2.24.:

$$tg\varphi = \frac{M}{K_{\varphi,din} I_f} \tag{2.55}$$

$$s_{\max} = \frac{D}{2} tg\varphi \tag{2.56}$$

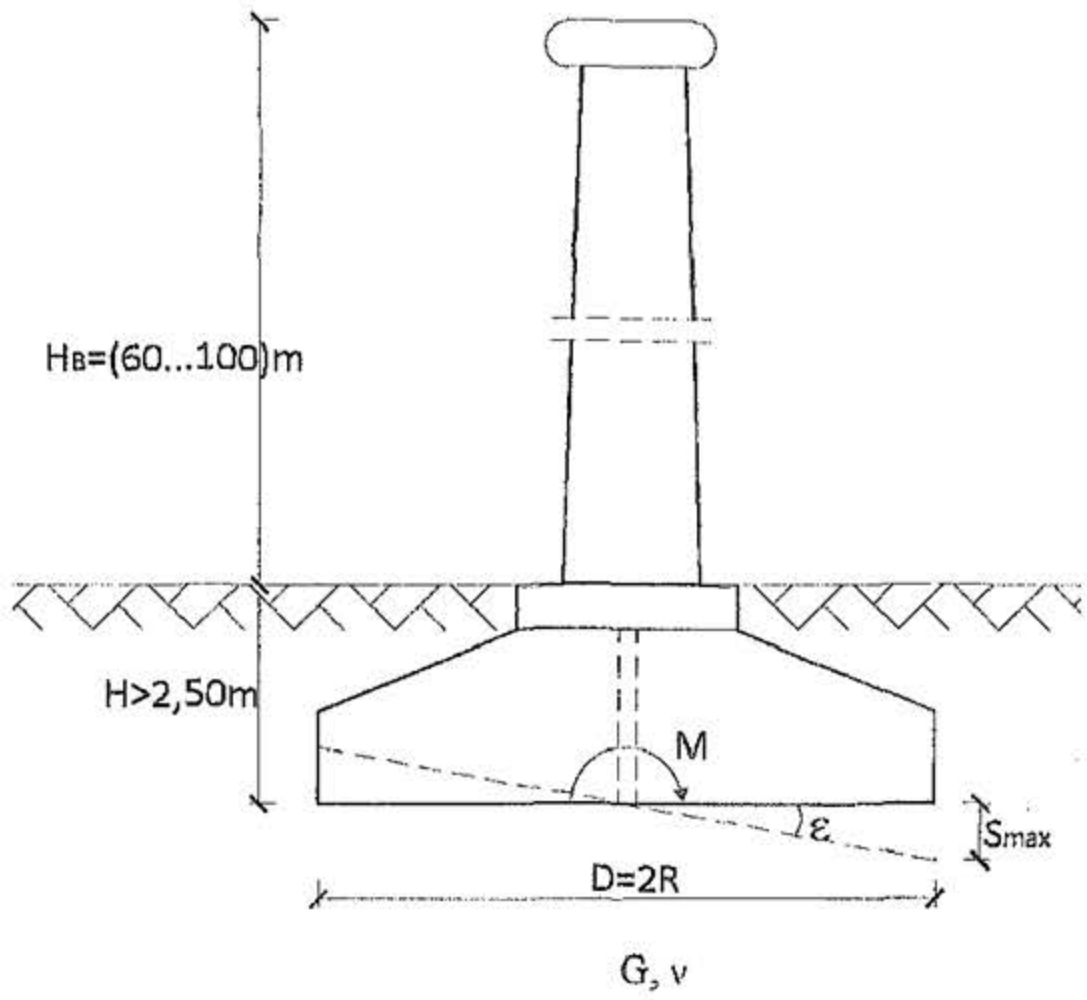


Fig. 2.24. Rotirea construcțiilor inginerești înalte

unde: $K_{\varphi,din}$ - este coeficientul de pat la rotire,

I_f - momentul de inerție al tălpii fundației.

Valoarea coeficientului de pat $K_{\varphi,din}$ se determină cu relația:

$$K_{\varphi,din} = \frac{8}{3}\frac{GR^2}{(1-\nu)} \tag{2.57}$$

unde: G - modul de deformaţie la forfecare a terenului de fundare,

υ - coeficientul lui Poisson.

Coeficientul de pat $K_{\varphi,din}$ poate fi determinat prin calcul invers și pe baza valorii modulului de deformație edometric (E_{oed}), conform relației 2.58. Valoarea momentului încovoietor pe talpa fundației (M) se determină din solicitarea orizontală statică echivalentă provenită din acțiunea dinamică.

Modulul de deformație dinamic se determină cu relația :

$$E_{oed} = E_{s,din} = K_{\varphi,din}\frac{3}{4}\frac{1}{R^3}\frac{(1+\nu)(1+\nu^2)}{(1-\nu-2\nu^2)} \tag{2.58}$$

Nu se admite o înclinare mai mare de 3mm/m ($\varepsilon < 0.17^{*}$) pentru o durată de viaţă de 20 ani.

Înclinarea probabilă a unei fundaţii continue de lăţime B, încărcată excentric se determină cu relația, Fig.2.25.:

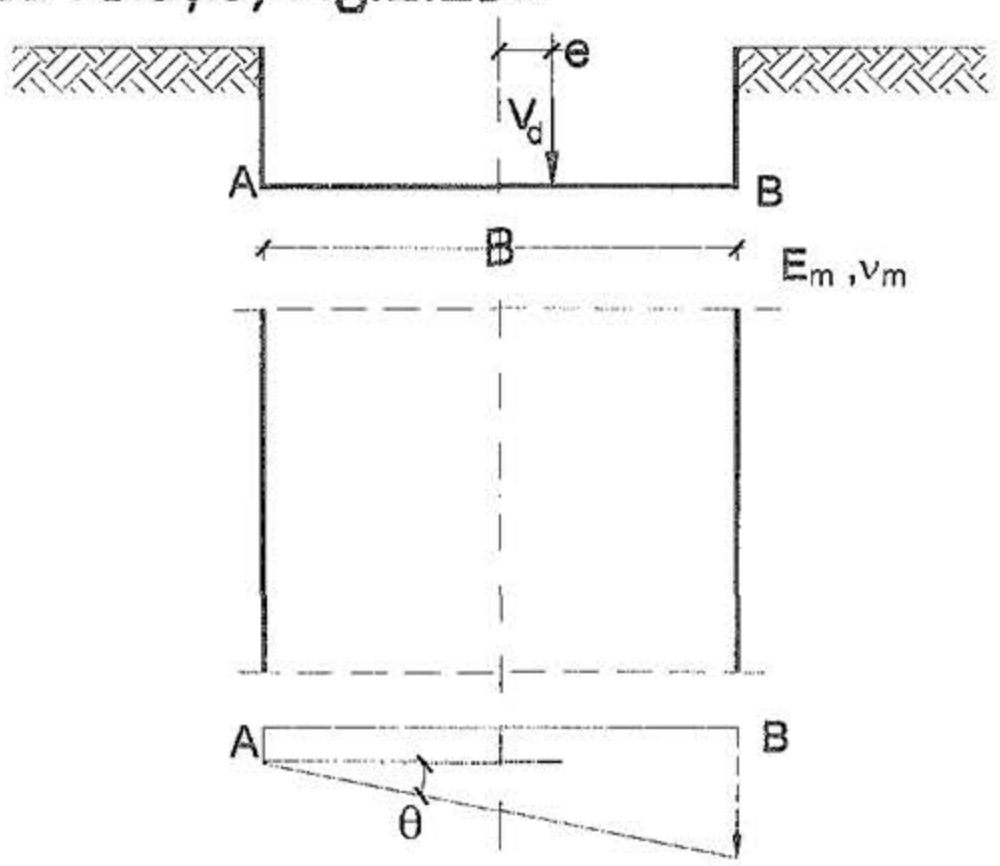


Fig. 2.25. Înclinarea fundaţiei continue

$$\tan\theta = \frac{0{,}04\cdot\left(1-\upsilon_m{}^2\right)}{E_m}\cdot\frac{V\cdot e}{(B/2)^3} \tag{2.59}$$

în care:

V - încărcarea verticală de calcul ce solicită excentric fundaţia, [kN],

e - excentricitatea punctului de aplicare a forţei N măsurată faţă de axa longitudinala a tălpii continue [m],

E_m - valoarea medie ale modulului de deformaţie liniară [kPa],

υ_i - coeficientului de deformare laterală, pentru întreaga zonă activă,

B - lăţimea tălpii fundaţiei, [m].

Înclinarea probabilă a fundaţiilor, produsă în urma influenţei fundaţiilor vecine, se calculează cu relaţia, Fig. 2.26.:

$$\tan\theta = \frac{s_1 - s_2}{B} \quad \text{sau} \quad \tan\theta = \frac{s_1 - s_2}{L} \tag{2.60}$$

în care:

s_1, s_2 - tasările absolute probabile pentru verticalele fiecărei margini a fundației conform relaţiei 2.60.

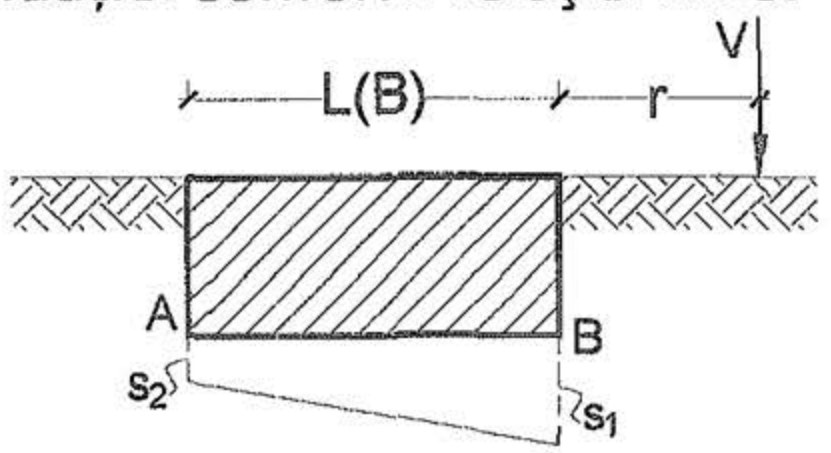


Fig. 2.26. Înclinarea fundaţiei datorată unor încărcări vecine

Pentru construcţii înalte (coşuri de fum, centrale eoliene etc.) este importantă şi verificarea la răsturnare a fundației, Fig. 2.27.

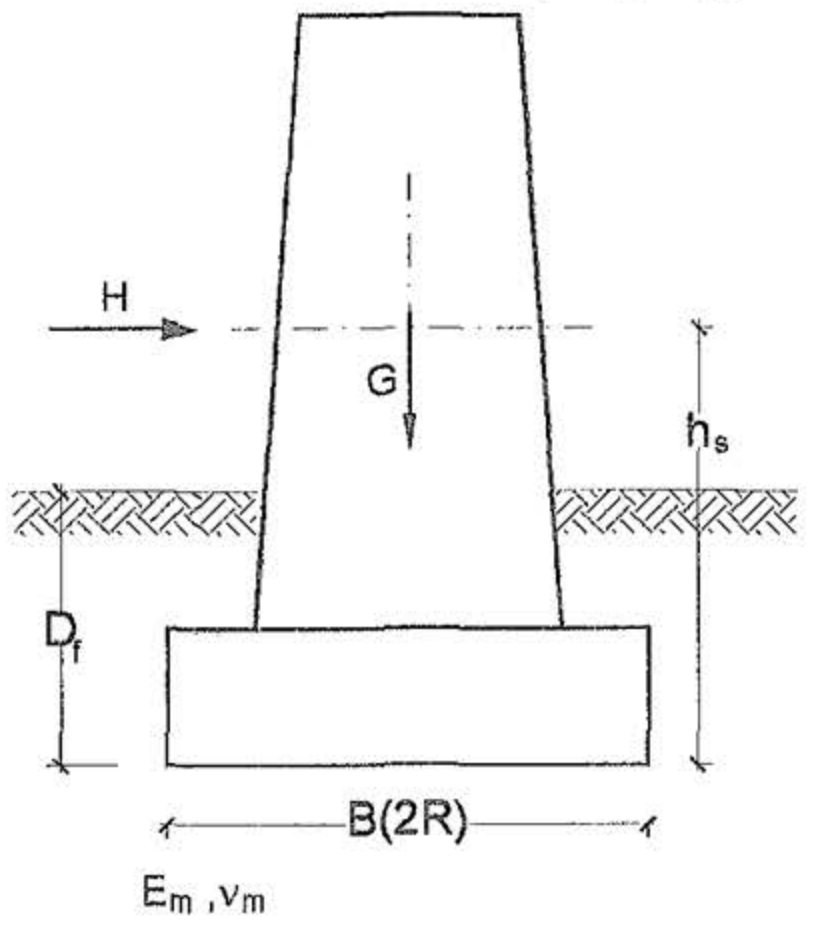


Fig. 2.27. Stabilitatea la răsturnare

Valoarea coeficientului de stabilitate la răsturnare se determină cu relaţia:

$$\eta_S = \frac{B^3 \cdot E_m}{G \cdot h_s \cdot f_r} \geq 2 \qquad (2.61)$$

în care: f_r – coeficient egal cu 9/16.

O estimare mai generală a valorii coeficientului de stabilitate apare la verificarea construcţiilor inginereşti înalte (H>5-6m), Fig. 2.28.

$$\eta_{SA} = \frac{M_s}{M_r} \geq 1{,}2 \qquad 2.62)$$

unde: $M_s = \sum G_i a_i$ (2.63)

$M_r = \sum E_{ai} \cdot h_i$ (2.64)

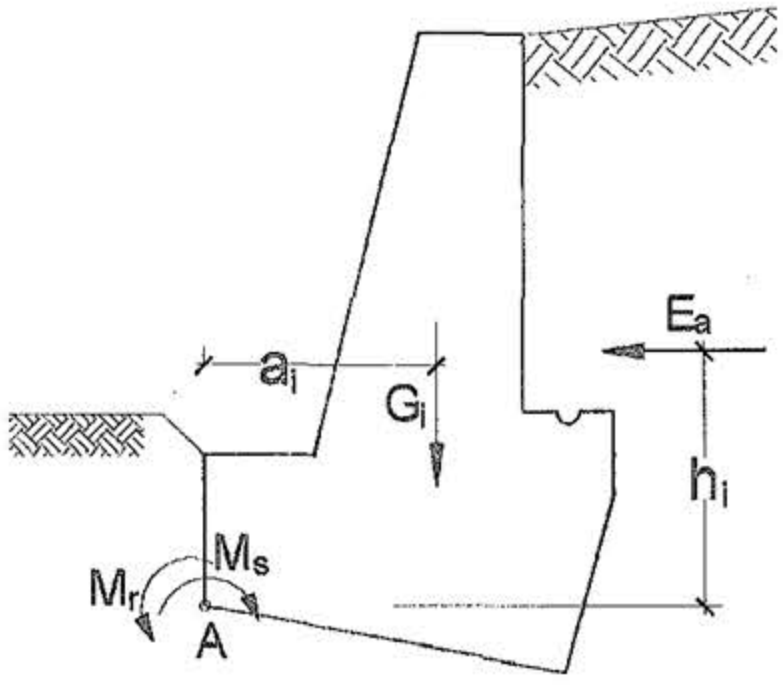


Fig. 2.28. Stabilitatea zidurilor de sprijin

În general se recomandă ca în verificările la stările limită de serviciu să se ţină seama şi de tasările diferenţiale.

2.2.6. Determinarea valorilor parametrilor geotehnici

Pentru proiectarea geotehnică, prin calcul, se impune cunoaşterea următoarelor tipuri de parametri, Fig. 2.29.:

- valorile caracteristice ale parametrilor geotehnici (X_k),
- valorile de calcul (X_d).

Valoarea caracteristică a unui parametru geotehnic (X_K) trebuie stabilită ca o estimare prudentă a valorii care influenţează apariţia stării limită. *Ea este o estimare prudentă a mediei valorilor determinate prin* (şir de valori):

- încercări de teren,
- încercări de laborator.

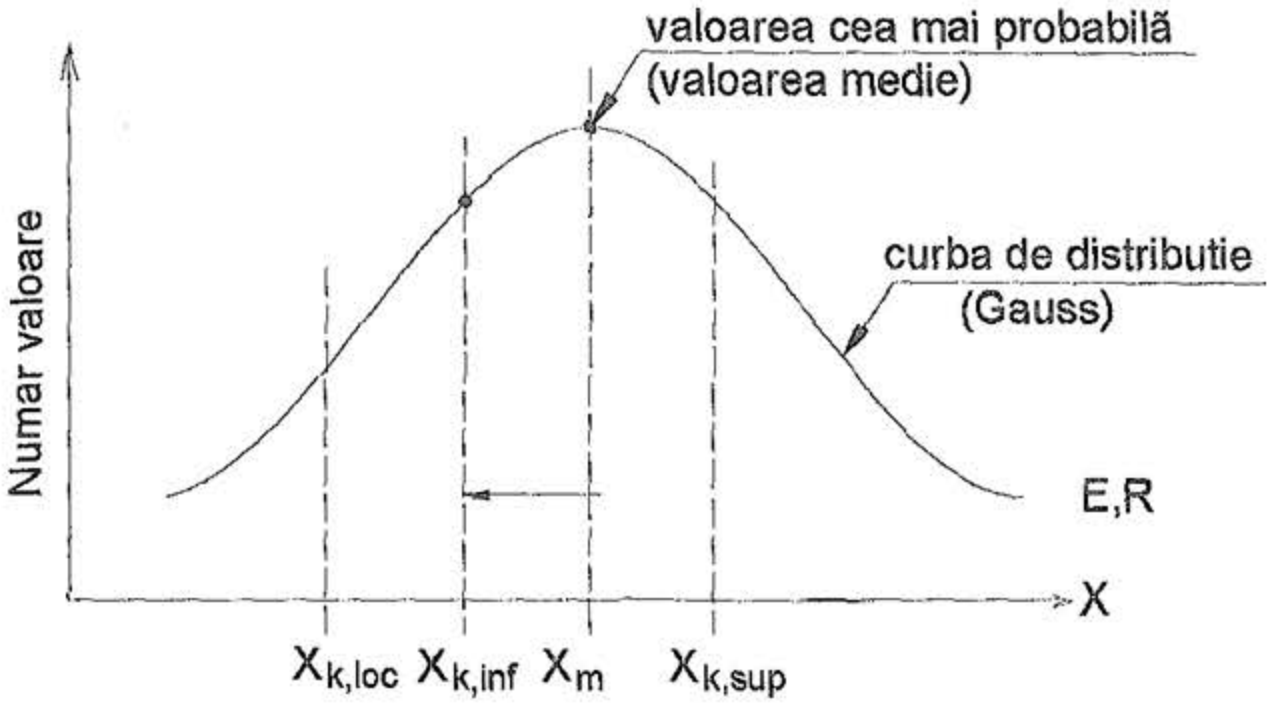


Fig. 2.29. Valori caracteristice ale paramentrilor geotehnici

În general se stabilesc:

- valori caracteristice medii (X_m),
- valori caracteristice inferioare ($X_{K,inf}$),
- valori caracteristice superioare ($X_{K,sup}$),

cu adoptarea în calcul a combinaţiei celei mai defavorabile a acestor parametri.

O asemenea abordare apare necesară la utilizarea modulului de deformaţie pentru calculul tasărilor diferenţiale, Fig. 2.30.

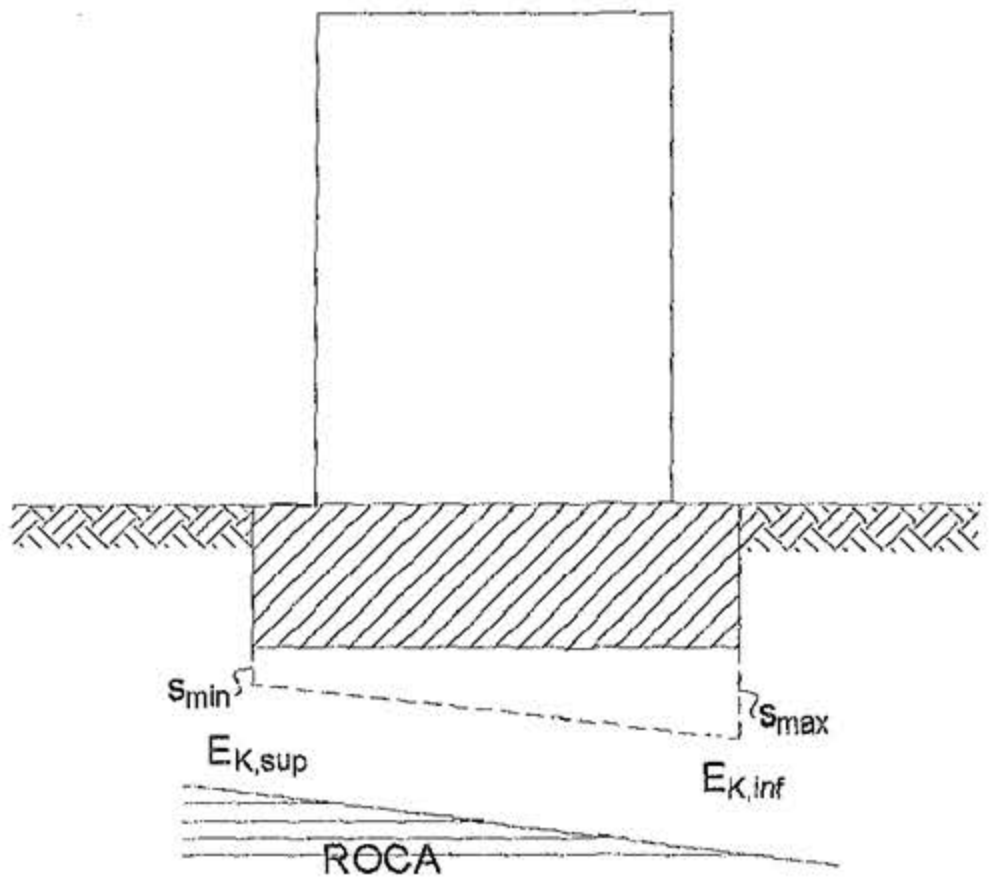


Fig. 2.30. Adoptarea modulului de deformaţie pentru calculul tasării diferenţiale

Un exemplu de utilizare a valorilor caracteristice medii (φ_k, c_k) apare la verificarea capacităţii portante a terenului unei construcţii rigide (capacitate mare de redistribuire a încărcărilor) prezentat în Fig. 2.31, dar şi la verificarea la stabilitate generală a unui taluz, Fig.2.32.

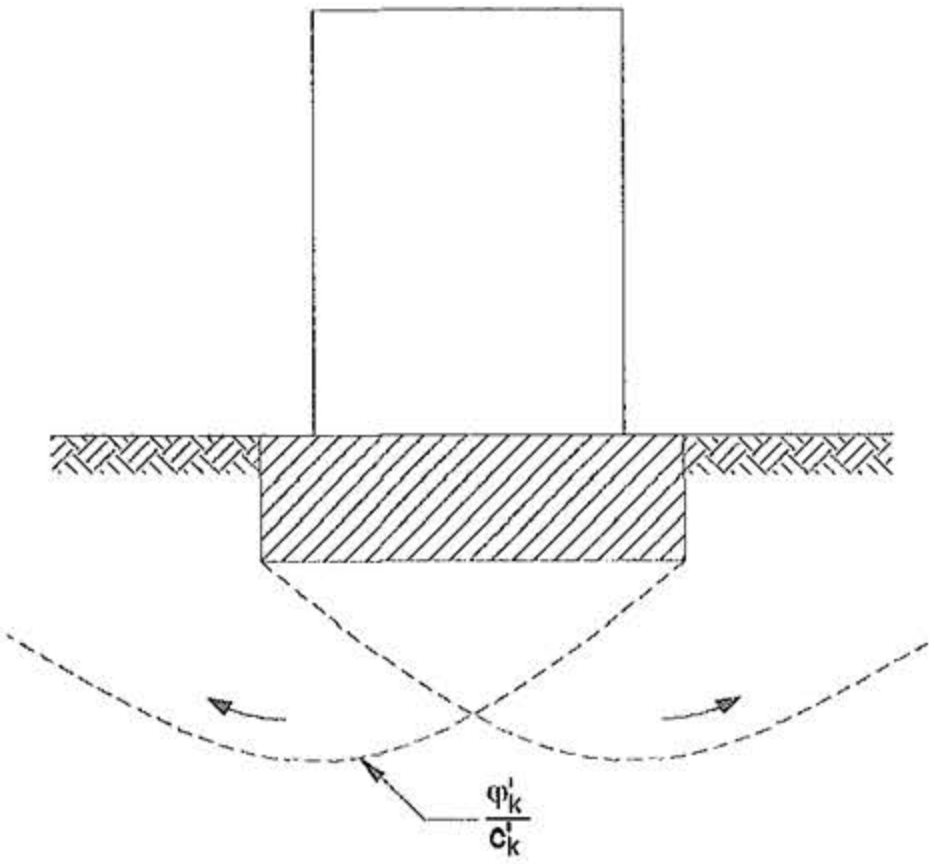


Fig. 2.31. Calculul capacității portante pentru construcții rigide

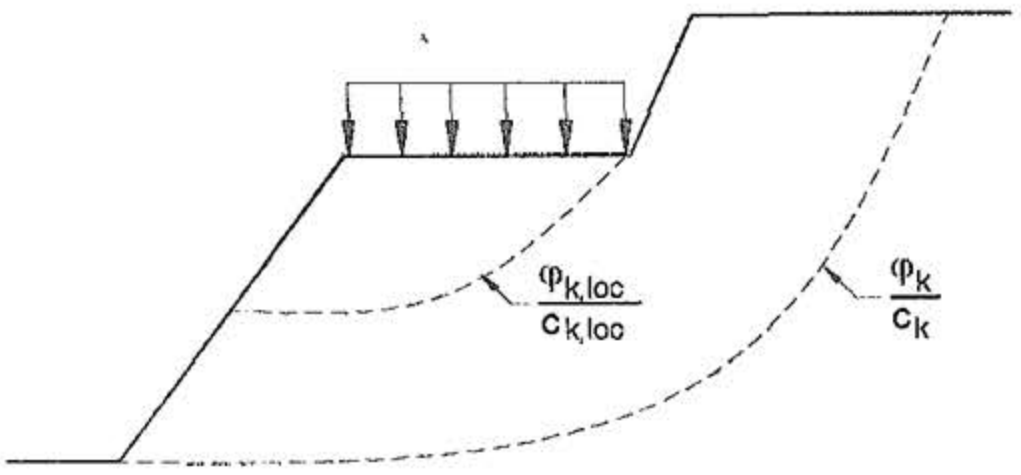


Fig. 2.32. Verificarea stabilității unui taluz

Spre deosebire de acestea, apar situații în care se utilizează estimări ale valorilor minime ale parametrilor geotehnici, Fig. 2.33.

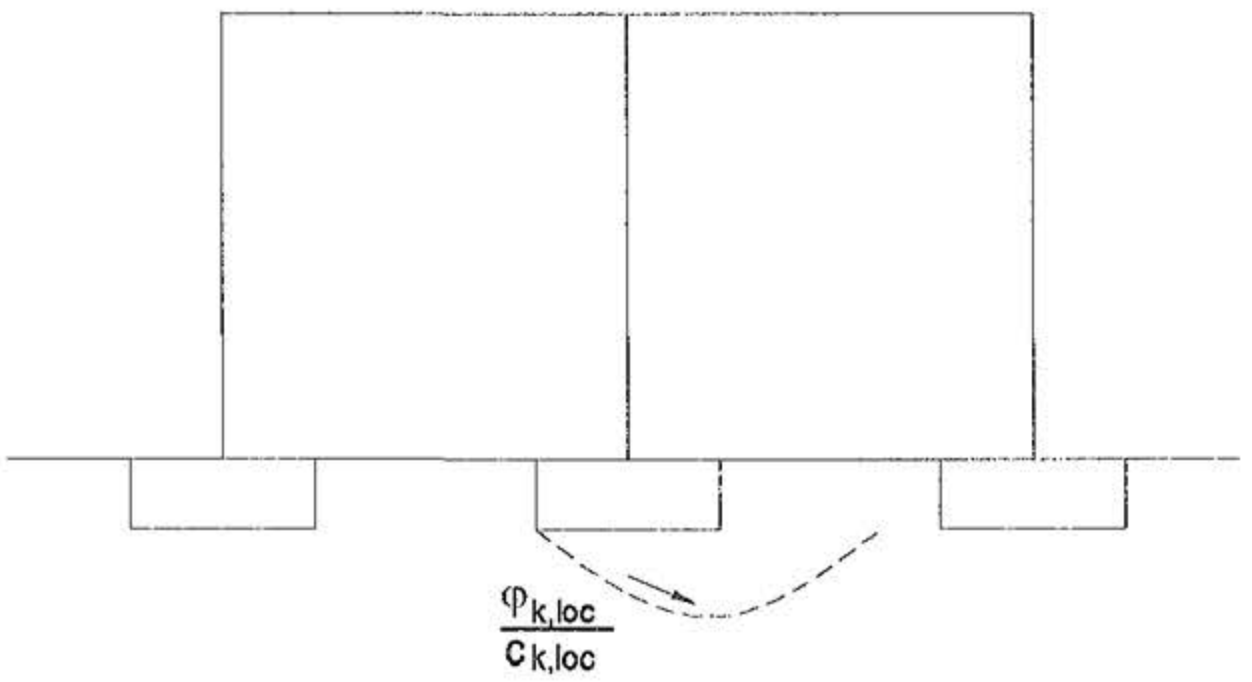


Fig. 2.33. Utilizarea paramentrilor geotehnci minimi

În concluzie, se poate arăta că:

- Dacă se consideră starea limită la capacitatea portantă pentru o clădire rezemată pe fundații izolate, parametrul relevant este rezistența medie pentru fiecare zonă de sub câte o fundație,
- Dacă clădirea este suficient de rigidă și puternică, parametrul relevant poate fi media acestor valori medii, extinsă asupra întregii zone sau a unei părți din zona de teren pe care se găsește clădirea.

Stabilirea **valorilor caracteristice** se face cu relația (R. Frank etc., 2007):

$$X_K = X_m \left(1 \pm k_n \cdot V_x\right) \tag{2.65}$$

cu + pentru valorile superioare şi – pentru valorile inferioare,

unde: X_m – media aritmetică a valorilor X, selectate:

$$X_m = \frac{\sum X_i}{n} \tag{2.66}$$

$$V_X = \frac{S_X}{X_m}, \text{ adoptat conform Tabelului 2.22.} \tag{2.67}$$

S_X - abaterea standard a valorilor individuale selectate X_i,

n – numărul de valori X_i selectate;

k_n – coeficientul statistic de variație a mediei.

Valorile caracteristice locale $X_{k, loc}$ se determină cu relația:

$$X_{K,loc} = X_m(1 \pm 2V_x) \tag{2.68}$$

Valorile de calcul ale parametrilor geotehnici (X_d) se stabilesc prin împărțirea valorilor caracteristice (X_k) la coeficientul parțial pentru proprietățile pământului (γ_M), coform SR EN 1997-2:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \tag{2.69}$$

Valorile coeficienților parțiali se adoptă din Tabelul 2.9.

Tabelul 2.22. Valorile Vx pentru un nivel de asigurare de 95%

n	$V_{x, necunoscut}$*	$V_{x, cunoscut}$
3	1,69	0,95
4	1,18	0,82
5	0,95	0,74
6	0,82	0,67
8	0,67	0,58
10	0,58	0,52
20	0,39	0,37
≥30	0,31	0,30

*Recomandat

2.2.6.1. Determinarea caracteristicilor de compresibilitate ale straturilor de pământ

Caracteristicile de compresibilitate care intervin în calculul deformațiilor terenului sunt:

- modulul de deformație liniară, E (în kPa),
- modulul de deformație edometric, E_{oed} (M) (în kPa),
- coeficientul de deformație laterală ν.

a. Pentru proiectarea structurilor geotehnice care se încadrează în categoria geotehnică 1 (conform NP 074) şi pentru fazele preliminare de proiectare a structurilor din categoria geotehnică 2 se admite utilizarea valorilor caracteristice date în Tabelele 2.23 și 2.24.

Tabelul 2.23. Valori caracteristice ale modulului de deformaţie liniară E (în kPa) pentru pământuri nisipoase

Categoria pământului	Îndesare medie I_D=35...65%	Îndesat şi foarte îndesat I_D>65%
Nisip cu pietriş şi nisip mare şi mijlociu	30.000	40.000
Nisip fin	25.000	35.000
Nisip prăfos	18.000	30.000

Tabelul 2.24. Valori caracteristice ale modulului de deformaţie liniară E (în kPa) pentru pământuri coezive

I_p(%)	I_C	Indicele porilor e						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0.85	0,95	1,05
<10	0,25...1	32000	24000	16000	10000	7000	-	-
10...20	0,75...1	34000	27000	22000	17000	14000	11000	-
	0,50...0,75	32000	25000	19000	14000	11000	8000	-
>20	0,75...1	-	28000	24000	21000	18000	15000	12000
	0,5...0,75	-	-	21000	18000	15000	12000	9000

b. Pentru proiectarea construcţiilor încadrate în categoriile geotehnice 2 şi 3 se recomandă adoptarea valorilor caracteristice de compresibilitate pe baza încercărilor pe teren (încercare cu placa, încercare de penetrare etc.). Pe baza acestora pot fi determinate direct valorile caracteristicilor de compresibilitate, ca de exemplu în cazul încercării cu placa, sau valori derivate din măsurătorile făcute la încercările de teren (presiometru, încercare de penetrare).

Exemplu de evaluare a valorilor modulului de deformaţie liniar pentru tipuri de încercări (SPT, DP etc.) se prezintă în SR EN 1997-2:2008.

c. Ca valori ale modulului de deformaţie liniară derivate din valorile determinate în laborator prin încercarea edometrică (E_{oed}), cu ajutorul relaţiei:

$$E=E_{oed}\cdot M_0 \qquad (2.70)$$

în care E_{oed} – valorile individuale ale modulului de deformaţie edometric determinat în intervalul de presiuni σ_g şi $\left(\sigma_z^{med}+\sigma_g\right)$, Fig.2.34.

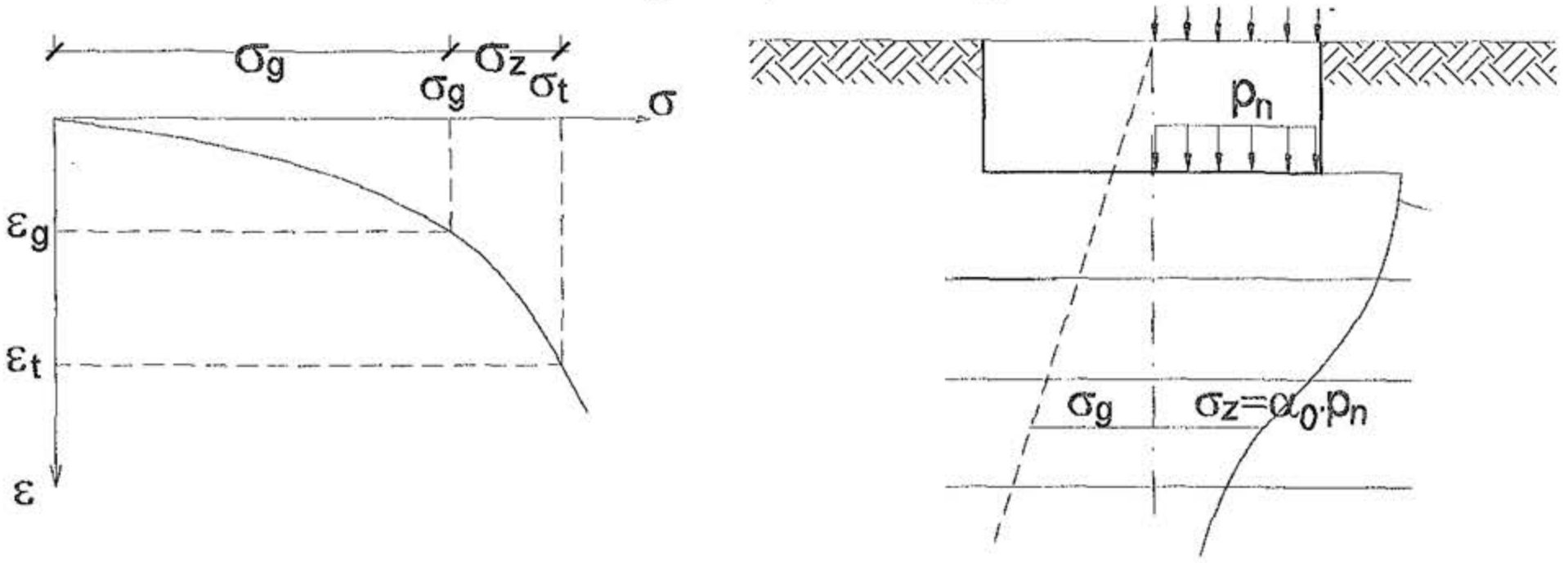


Fig. 2.34. Determinarea modulului de deformaţie edometric

Valorile recomandate ale coeficientului de corecţie M_0 sunt date în Tabelul 2.25.

Tabelul 2.25. Valori ale coeficientului de corecţie M_0

Categoria pământului	Indicele de consistenţă I_C	Indicele porilor e			
		0,41...0,60	0,61...0,80	0,81...1,00	1,01...1,10
Cu plasticitate redusă(I_p≤10%)	0...1	1,6	1,3	1,0	-
Cu plasticitate medie (I_p=10...20%)	0,76...1	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50...0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Cu plasticitate mare (I_p≥20%)	0,76...1	1,8	1,5	1,3	1,2
	0,50...0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

d. Ca valori caracteristice, determinate cu relaţiile (2.65) şi (2.68) pe baza variabilelor independente determinate prin încercările de compresiune triaxială, pentru un nivel de asigurare de 95%, şi valori V_k date în Tabelul 2.22 , coloana $V_{x,necunoscut}$. În cazul în care se cunosc valorile din utilizarea datelor obţinute pe plan local şi a

băncii de date se pot utiliza și valorile coeficientului statistic din coloana $V_{x,cunoscut}$.

Valorile coeficientului de deformație laterală ν pot fi determinate prin:

- încercări de laborator: încercarea de compresiune triaxială,
- încercări de teren: încercarea de penetrare cu con (CPT),
- folosirea valorilor date în normativele și literatura de specialitate, Tabelul 2.26.

Tabelul 2.26. Valorile coeficientului de deformație laterală

Denumirea pământurilor	ν
Bolovănișuri și pietrișuri	0,27
Nisipuri (inclusiv nisipuri prăfoase și nisipuri argiloase)	0,30
Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,35
Argilă, argilă grasă	0,42

2.2.6.2. Determinarea parametrilor rezistenței la forfecare

Parametrii rezistenței la forfecare care intervin în proiectarea geotehnică sunt:

- unghiul de frecare internă efectiv, φ',
- coeziunea efectivă, c',
- coeziunea în eforturi totale, c_u.

Primele două se determină pentru condiții drenate de încercare, ultima se determină pentru condiții nedrenate de încercare.

Determinarea parametrilor caracteristici se face prin următoarele metode:

a. Pentru proiectarea structurilor geotehnice care se încadrează în categoria geotehnică 1 și pentru fazele preliminare de proiectare a structurilor din categoria geotehnică 2 se admite utilizarea valorilor cunoscute date în Tabelul 2.27 și Tabelul 2.28.

   Valorile din tabel sunt valabile pentru pământuri având gradul de umiditate S_r>0,8. Pentru valori intermediare ale indicelui porilor se admite interpolarea liniară a valorilor φ' și c'.

Tabelul 2.27. Valori caracteristice ale unghiului de frecare φ' (în grade) pentru pământuri necoezive

Categoria pământului	Îndesare medie I_D=35...65%	Îndesat şi foarte îndesat I_D>65%
Nisip cu pietriş şi pietriş mare	33	36
Nisip mijlociu	31	33
Nisip fin	27	30
Nisip prăfos	24	28

Tabelul 2.28. Valori caracteristice ale unghiului de frecare φ' (în grade) şi ale coeziunii c' (în kPa) pentru pământuri coezive

Ip(%)	Ic	Indicele porilor e													
		0,45		0,55		0,65		0,75		0,85		0,95		1,05	
		φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c'
<10	0,75÷1,00	25	10	24	7	22	5	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,50÷0,75	23	8	22	6	20	4	17	2	-	-	-	-	-	-
10÷20	0,75÷1,00	22	30	21	24	20	20	19	16	18	14	16	12	-	-
	0,50÷0,75	20	25	19	22	18	18	17	15	15	12	14	10	-	-
	0,25÷0,50	-	-	-	-	16	16	15	13	13	10	11	9	10	7
>20	0,75÷1,00	-	-	17	53	16	44	15	35	15	31	13	27	11	24
	0,50÷0,75	-	-	-	-	15	37	14	33	13	28	11	24	9	21
	0,25÷0,50	-	-	-	-	12	29	11	27	10	23	8	21	5	19

b. Pentru lucrările încadrate în categoriile geotehnice 2 şi 3 se recomandă adoptarea valorilor caracteristice pe baza prelucrării rezultatelor încercărilor de teren. Metodele de încercare recomandate pentru diferite tipuri de pământ se dau în Tabelul 2.29 sau în normativul NP 074-2007.
Relaţiile de calcul ale valorilor caracteristice sunt date în SR EN 1997-2: 2008 (Anexa B).

c. Pe baza prelucrării statistice a unor variabile corelate (φ' şi c') cu condiţia ca încercările respective (forfecare directă, compresiune triaxială) să fie realizate în condiţii asemănătoare pentru toate probele selectate. Valorile caracteristice (φ_k' şi c_k') se stabilesc pentru un nivel de asigurare de 95% faţă de dreapta de regresie medie, calculată prin metoda abaterilor medii pătratice minime. Valoarea caracteristică şi de calcul se stabilesc

cu relaţiile (2.65) şi (2.68) considerând o valoare a coeficientului de variaţie luat din coloana $V_{x,necunoscut}$.

Tabelul 2.29. Domenii de aplicare a încercărilor in situ

METODA	TIP	PARAMETRII PĂMÂNTULUI												TIP PĂMÂNT							
		Tip păm.	Stratigrafie	U	Φ'	S_U	I_D	m_V	C_V	k	G_0	σ_h	OCR	σ-ε	Roci tari	Roci moi	Pietriș	Nisip	Praf	Argilă
PENETROMETRIE	DP	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	-	C	C	A	A	A
	CPTU	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	-	C	-	A	A	A
	SCPT/ SCPTU	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	-	C	-	A	A	A
	DMT	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C	C	C	-	A	A	A
	SPT	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	A	A
PRESIOMETRIE	PBP	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	A	A	B	B	B	A
	SBP	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	-	B	-	B	B	A
	FDP	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	-	C	-	B	B	A
ALTELE	FVL	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	-	-	-	-	-	A
	PLT	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A
	II	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	-	-	-	A	A	A
	PF	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	A	A	A	A	A	A
	RH	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	B	B	-	-	C	A
	MS	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	A	A	A	A	A	A

Unde:

- Φ'-unghiul de frecare internă, cu valoare efectivă, depinde de tipul de pământ,
- U – presiunea apei din pori (determinată în situ),
- S_U – rezistenţa la forfecare nedrenată,
- m_V – modul de deformaţie volumică (1/M),
- C_V – coeficient de consolidare,
- k – coeficient de permeabilitate,
- G_0 – modul de deformaţie transversală,
- σ_h – efort unitar orizontal,
- OCR – coeficient de supraconsolidare,
- σ-ε – relaţia efort unitar – deformaţie specifică,
- I_D – grad de îndesare.

Nota: DP – penetrare dinamică, CPT – penetrare cu con, CPTU – pentrare cu piezocon, SCPT/SCPTU – penetrare în condiţii seismice, DMT – penetrare cu dilatometru, SPT – penetrare standard,
PBP – presiometrie cu forare preliminară, SBP – presiometrie cu atoforare, FDP – presiometrie cu deplasare totală,
FVL – Vane test,
PLT – încercare cu placa,
II – încercare prin înşurubare,
PF – permeabilitate foraj,
RH – rupere hidraulică,
MS – metoda seismică

d. Pentru fundaţii continue, lucrări de susţinere şi stabilitatea taluzurilor de lungimi mari, valoarea unghiului de frecare interioară (φ') a nisipurilor poate fi stabilită ca o valoare derivată din valoarea determinată prin încercarea triaxială:

$$tg\varphi' = 1{,}1 \cdot tg\varphi`_{triax} \qquad (2.71)$$

Evaluarea parametrilor geotehnici pe baza încercărilor de laborator și teren este sintetizată în Tabelul 2.30. și Tabelul 2.31.

Tabelul 2.30. Încercări pe teren

Încercare	Parametrii pentru starea de eforturi					Parametrii de forfecare			Parametrii de compresibilitate		
	γ	I_d	K_0	OCR	S	S_u	c'	φ'	E	G_{max}	$M(E_{oed})$
CPTU	x	x	x	x	x	x	x	x	x	-	x
SPT	-	x	-	-	x	x	x	x	x	-	x
Vane Test	-	-	x	x	x	x	x	-	x	-	-
Penetrometru	-	-	-	-	-	x	x	x	x	-	x
Înc. cu placa	-	-	-	-	-	x	-	-	x	-	-

Tabelul 2.31. Încercări de laborator

Încercare	Parametri de forfecare			Parametri de compresibilitate		
	S_u	c	φ	E	G_{max}	$M(E_{oed})$
Forfecare directă	-	x	x	-	-	-
Compresiune monoaxială	-	-	-	x	-	-
Compresiune triaxială	x	x	x	x	-	-
Edometrie	-	-	-	-	-	x

2.3. Metoda prescriptivă

Folosirea valorilor presiunilor acceptabile la dimensionarea suprafeţei în plan a fundaţiei se recomandă la construcţii încadrate în categoria geotehnică 1. În conformitate cu recomandările normativului NP 112-2004, presiunile convenţionale sunt considerate presiuni acceptabile pe teren.

Valorile presiunilor convenţionale de bază ($\overline{p}_{conv}$) se dau în Tabelele 2.32., 2.33., 2.34. şi 2.35.

Tabelul 2.32. Valorile presiunii convenţionale de bază pentru roci.

Denumirea terenului de fundare		$\overline{p}_{conv}$ [kPa]
Roci stâncoase		1000 ... 6000
Roci semi-stâncoase	Marne, marne argiloase şi argile marnoase compacte	350 ... 1100
	Şisturi argiloase, argile şistoase şi nisipuri cimentate	600 ...850

Observaţie: În intervalul indicat pentru $\overline{p}_{conv}$ valorile se aleg ţinând seama de compactitatea şi starea de degradare a rocii stâncoase sau semistâncoase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare şi dimensiunile în plan ale fundaţiilor.

Tabelul 2.33. Valorile presiunii convenţionale de bază pentru pământuri necoezive

Denumirea terenului de fundare			îndesate[a)]	Îndesare mijlocie-medie[a)]
			$\overline{p}_{conv}$ [kPa]	
Pământuri necoezive	Blocuri şi bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip şi pietriş		750	
	Blocuri cu interspaţiile umplute cu pământuri		350....600[b)]	
	Pietrişuri curate (din fragmente de roci		600	
	Pietrişuri cu nisip		550	
	Pietrişuri din fragmente de roci sedimentare		350	
	Pietrişuri cu nisip argilos		350....500[b;]	
	Nisip mare		700	600
	Nisip mijlociu		600	500
	Nisip fin	uscat sau umed	500	350
		foarte umed sau saturat	350	250

Denumirea terenului de fundare		îndesate[a)]	Îndesare mijlocie medie[a)]
		$\overline{p}_{conv}$ [kPa]	
Nisip fin prăfos	uscat	350	300
	umed	250	200
	foarte umed sau saturat	200	150

[a)] *În cazul în care nu este posibilă prelevarea de probe netulburate,* stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice (DP sau a penetrării cu con CPT/CPTU.

[b)] În intervalul indicat, valorile se aleg ţinând seama de consistenţa pământului argilos aflat în interspaţii, interpolând între valorile minime pentru I_c = 0,5 şi maxime corespunzătoare lui I_c = 1 (numai dacă partea fină depăşeşte 30%).

Tabelul 2.34. Valorile presiunilor convenţionale de bază pentru pământuri coezive.

Denumirea terenului de fundare		Indicele porilor[b)] e	Consistenţa[a) b)]	
			I_c = 0,5	I_c=1
		$\overline{p}_{conv}$ [kPa]		
Pământuri coezive	Cu plasticitate redusă (I_p< 10%): nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
		0,7	275	300
	Cu plasticitatea mijlocie (l0% <I_p <20%): nisip argilos, praf nisipos argilos, praf argilos, argilă prăfoasă-nisipoasă, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,5	300	350
		0,7	275	300
		1,0	200	250
	Cu plasticitate mare şi foarte mare (I_p >20%): argilă nisipoasă, argilă prăfoasă, argilă, argilă grasă	0,5	550	650
		0,6	450	525
		0,8	300	350
		1,1	225	300

[a)] În cazul în care nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea consistenţei se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice;

[b)] La pământuri coezive având valori intermediare ale indicelui porilor e şi indicelui de consistenţă I_c, se admite interpolarea liniară a valorii presiunii convenţionale de calcul după I_c şi *e* succesiv.

Tabelul 2.35. Valorile presiunilor convenţionale de bază pentru umpluturi

Denumirea terenului de fundare			Pământuri nisipoase şi zguri (cu excepţia nisipurilor prăfoase)		Nisipuri prăfoase, pământuri coezive, cenuşi etc.	
			S_r [b)]			
			<0,5	>0,8	<0,5	>0,8
			$\overline{p}_{conv}$ [kPa]			
Umpluturi[a)]	Umpluturi din pământuri omogene realizate şi compactate în mod organizat (perne, ramblee)		250	200	180	150
	Depozite omogene rezultate în urma unor activităţi sistematice de depunere de pământuri şi reziduuri mineraliere	compactate controlat	250	200	180	150
		necompactate, dar având o vechime de depunere de minimum doi ani	180	150	120	100

[a)] Umpluturi cu conţinut de materii organice mai mic de 5%;

[b)] Pentru valori $0,5 < S_r < 0,8$ valorile presiunii convenţionale se determină prin interpolare liniară.

Valorile presiunii convenţionale de bază din Tabelele 2.32.÷2.35. corespund presiunilor convenţionale pentru fundaţii având lăţimea tălpii B = 1,0 m şi adâncimea de fundare faţă de nivelul terenului sistematizat D_f = 2,0 m.

Pentru alte lăţimi ale tălpii sau adâncimii de fundare presiunea convențională se calculează cu relaţia:

$$p_{conv} = \overline{p}_{conv} + C_B + C_D \qquad (2.72)$$

în care:

$\overline{p}_{conv}$ - valoarea de bază a presiunii convenţionale pe teren, conform Tabelelor 2.32÷2.35,[kPa],

C_B - corecţia de lăţime, [kPa],

C_D - corecţia de adâncime, [kPa].

Corecţia de lăţime pentru B≤5m se determină cu relaţia:

$$C_B = \overline{p}_{conv} \cdot K_1 \cdot (B-1) \text{ [kPa]} \quad (2.73)$$

în care:

K_1 – coeficient:

- pentru pământuri necoezive (cu excepţia nisipurilor prăfoase), $K_1 = 0{,}10$,
- pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive, $K_1 = 0{,}05$.

B – lăţimea fundaţiei, în metri,

Pentru B > 5m corecţia de lăţime este:

- $C_B = 0.4 \cdot \overline{p}_{conv}$ pentru pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase,
- $C_D = 0.2 \cdot \overline{p}_{conv}$ pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive.

Corecţia de adâncime se determină cu relaţiile,Fig. 2.35:

- pentru $D_f < 2m$

$$C_D = \overline{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} \text{ [kPa]} \quad (2.74)$$

- pentru $D_f > 2m$

$$C_D = K_2 \cdot \overline{\gamma} \cdot (D_f - 2) \text{ [kPa]} \quad (2.75)$$

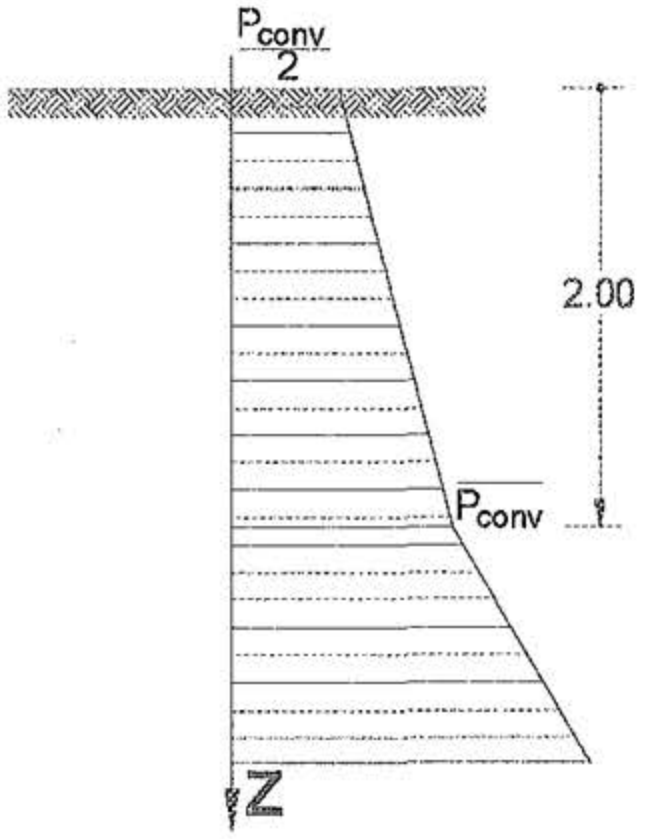


Fig. 2.35. Corecţia de adâncime a lui $\overline{p}_{conv}$

în care:

D_f - adâncimea de fundare, [m],

K_2 - coeficient conform Tabelului 2.36.

$\overline{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundaţiei (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor) [kN/m^3].

Tabelul 2.36. Valorile coeficientului K_2

Denumirea pământurilor	K_2
Pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase	2,5
Nisipuri prăfoase şi pământuri coezive cu plasticitate redusă şi mijlocie	2,0
Pământuri coezive cu plasticitate mare şi foarte mare	1,5

La construcţiile cu subsol se adoptă corecţia de adâncime corespunzătoare celei mai mici dintre valorile D_f şi $D_f{}'$ Fig.2.36.

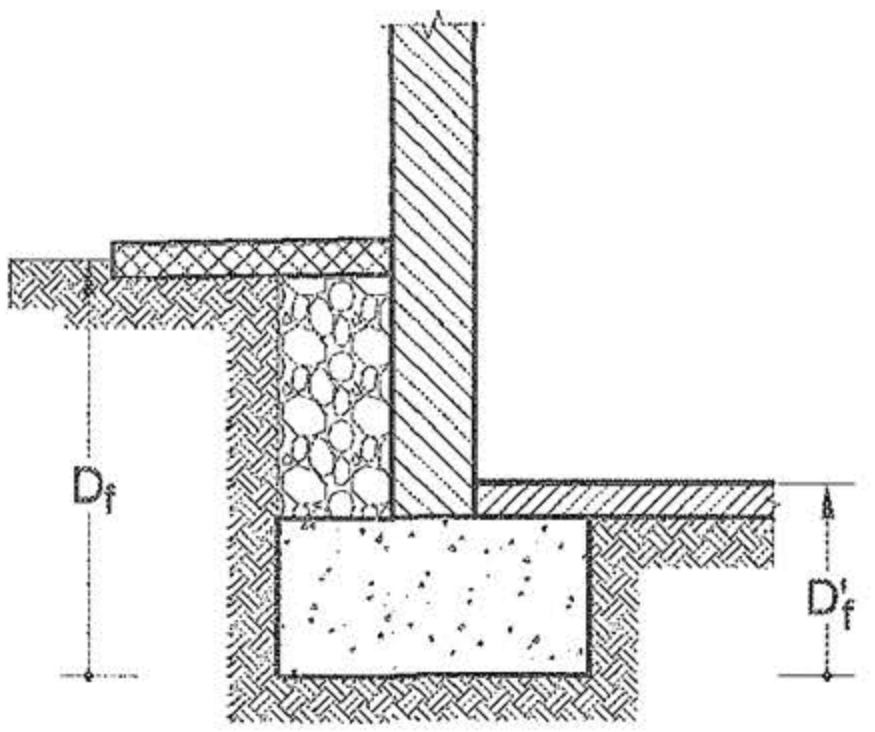


Fig. 2.36. Determinarea adâncimii de fundare minime

în care:

D_f - adâncimea de fundare măsurată de la cota terenului sistematizat, la exteriorul zidului de subsol, [m],

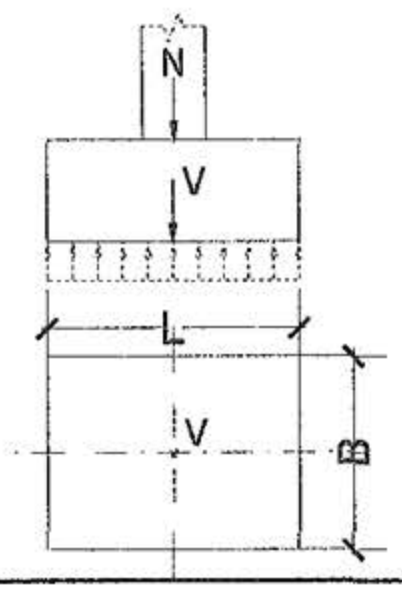
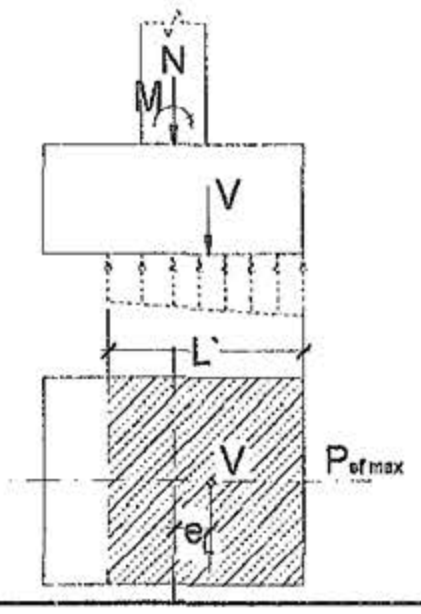
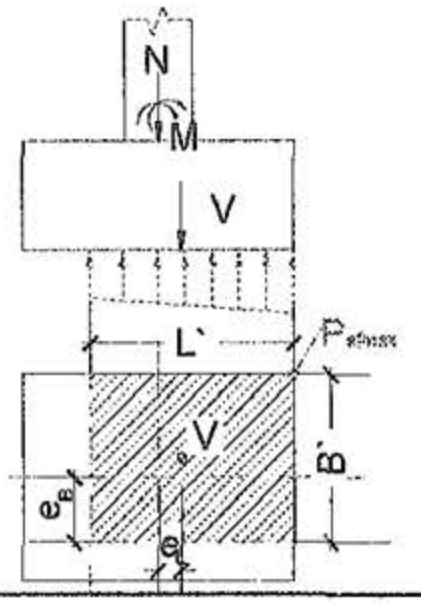
$$D_f{}' = \frac{q}{\gamma}; \qquad (2.76)$$

q - supraîncărcarea permanentă aplicată la nivelul tălpii fundaţiei în partea interioară a zidului de subsol, [kPa],

γ - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra tălpii fundaţiei (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), la interiorul zidului de subsol, [kN/m^3].

Condiţiile care trebuie respectate în cazul calculului terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale sunt date în Tabelul 2.37.:

Tabelul 2.37. Valorile presiunilor acceptate pe teren în funcţie de tipul de solicitări

Tip încărcare	Centrică	Cu excentricitate după o singură direcţie	Cu excentricitate după două direcţii
Cazuri de proiectare			
CP1,CP2, CP3 (GF)	$p_{ef} \le p_{conv}$	$p`_{ef\max} \le 1.2 \cdot p_{conv}$	$p``_{ef\max} \le 1.4 \cdot p_{conv}$
CP4(GS)	$p_{ef} \le 1.2 \cdot p_{conv}$	$p`_{ef\max} \le 1.4 \cdot p_{conv}$	$p``_{ef\max} \le 1.6 \cdot p_{conv}$

Valoarea presiunii maxime se determină cu relaţiile:

$$P_{ef}` = \frac{V}{A`} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L`}\right) \quad \text{(GF)} \qquad (2.77)$$

$$P_{ef}` = \frac{V}{A`} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L`}\right) \quad \text{(GS)} \qquad (2.78)$$

iar:

$$P_{ef}`` = \frac{V}{A`} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L`} + \frac{6 \cdot e_B}{B`}\right) \quad \text{(GF)} \qquad (2.79)$$

$$P_{ef}`` = \frac{V}{A`} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L`} + \frac{6 \cdot e_B}{B`}\right) \quad \text{(GS)} \qquad (2.80)$$

unde:

A` - aria redusă a bazei fundaţiei (L`xB, L`xB`),

e_B, e_L – excentricitatea forţei,

L`=L-2·$e_L$, B`=B-2·e_B,

V – încărcarea verticală de calcul din GF sau GS.

Excentricităţile maxime admise pentru încărcări din gruparea specială trebuie să fie limitată astfel încât secţiunea activă a suprafeţei tălpii fundaţiei să se extindă cel puţin până în centrul de greutate al acesteia ($e < L/6$ sau $B/6$).

Pentru limitarea tasărilor diferenţiale se recomandă limitarea diferenţei între presiunile efective transmise de fundaţie terenului de fundare prin satisfacerea condiţiei $p_{\min} / p_{\max} = 0.25$. Condiţia este foarte importantă pentru încărcări mari şi terenuri de fundare caracterizate de capacitate portantă mică ($\overline{p}_{conv} \leq 150kPa$).

Presiunile pe terenul de fundare sunt determinate în ipoteza distribuţiei liniare a eforturilor unitare pe talpa fundaţiei (fundaţia este considerată rigidă).

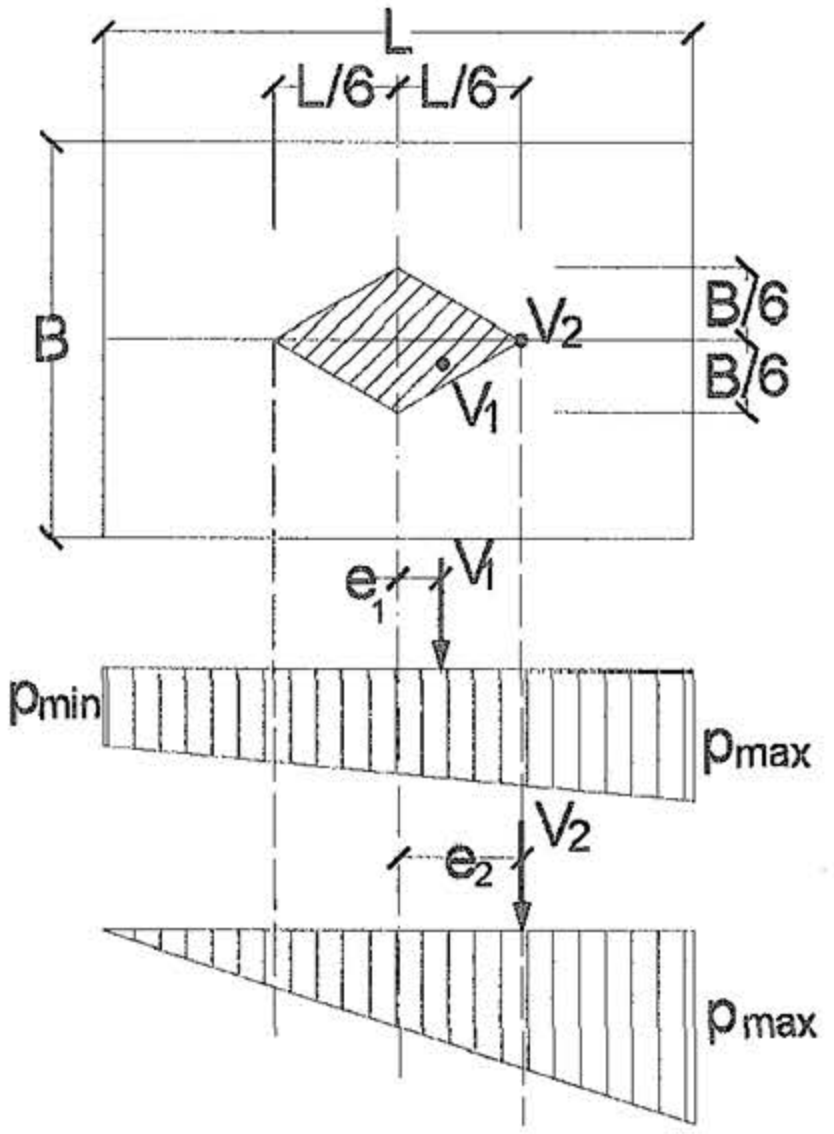


Fig. 2.37. Limitarea excentricităţii la limita sâmburelui central

În evaluarea distribuţiei presiunilor de contact pe talpa fundaţiei este importantă stabilirea suprafeţei active a tălpii, adică a suprafeţei fundaţiei pe care apar numai reacţiuni de compresiune a terenului de fundare. Pentru obţinerea unei distribuţii triunghiulare a presiunilor de contact pe talpa fundaţiei, trebuie ca valoarea excentricităţii să nu depăşească axa neutră, sâmburele central, Fig. 2.37.

La excentricităţi foarte mari se impune adoptarea unui sistem de fundare care să permită transmiterea presiunilor la terenul de fundare. În acest caz se impune satisfacerea condiţiilor, Fig. 2.38.:

$$p_{conv} > p_{\max} > 0\,,\ p_{\min} = 0 \qquad (2.81)$$

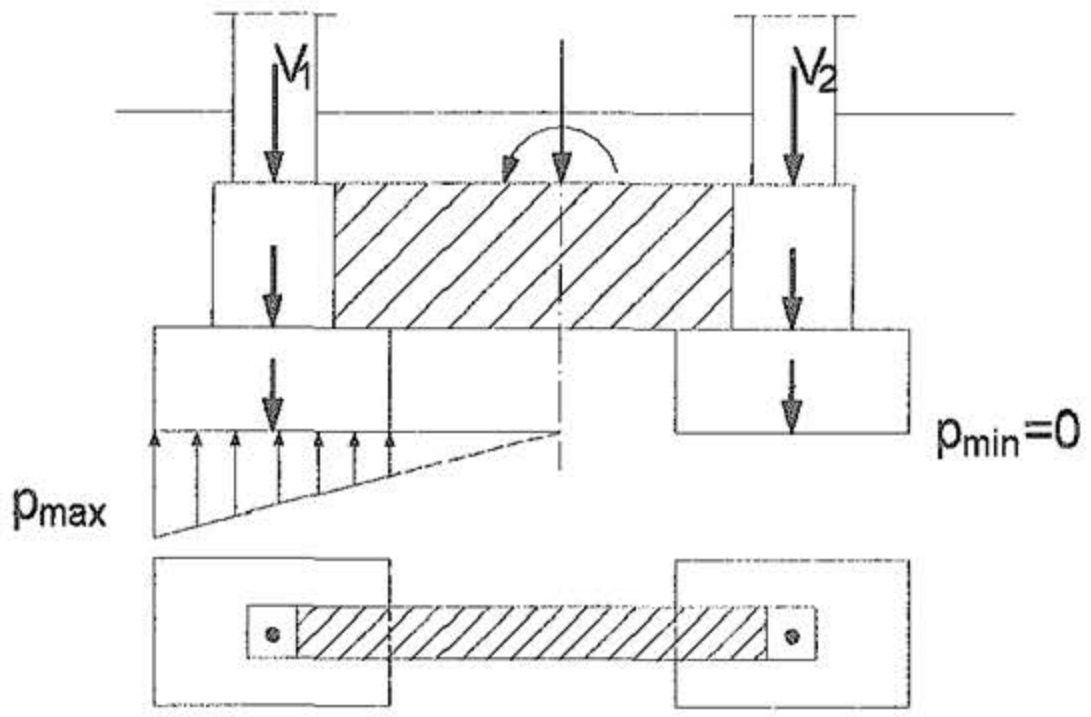


Fig. 2.38. Redistribuirea eforturilor la fundaţii

Calculul presiunilor pe talpa fundaţiei în cazul în care aceasta nu se desprinde de pe teren se face cu relaţia, Fig. 2.39.:

$$p_{1,4} = \frac{V}{L \cdot B^2} \pm \frac{6 \cdot M_x}{L^2 \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot B^2} \tag{2.82}$$

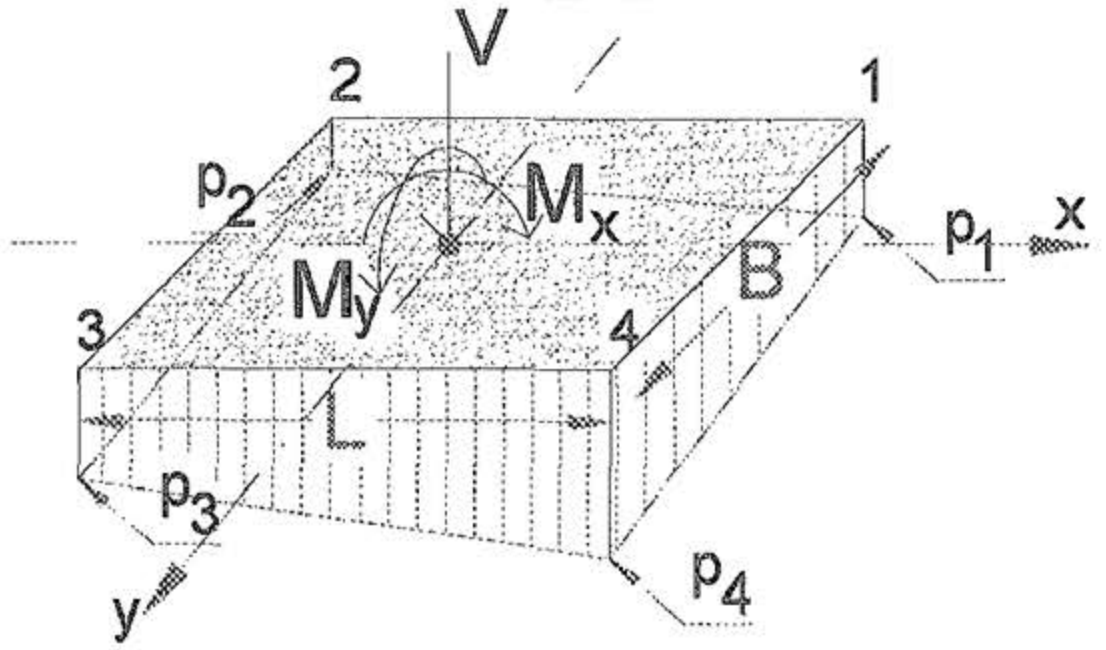


Fig. 2.39. Repartizarea presiunilor de contact pe talpa fundaţiei

Dacă fundaţia este solicitată cu moment încovoietor pe una din direcţiile principale şi talpa fundaţiei se desprinde de pe teren ($e > L/6; B/6$), presiunile pe terenul de fundare pot fi determinate cu relaţiile, Fig. 2.40.:

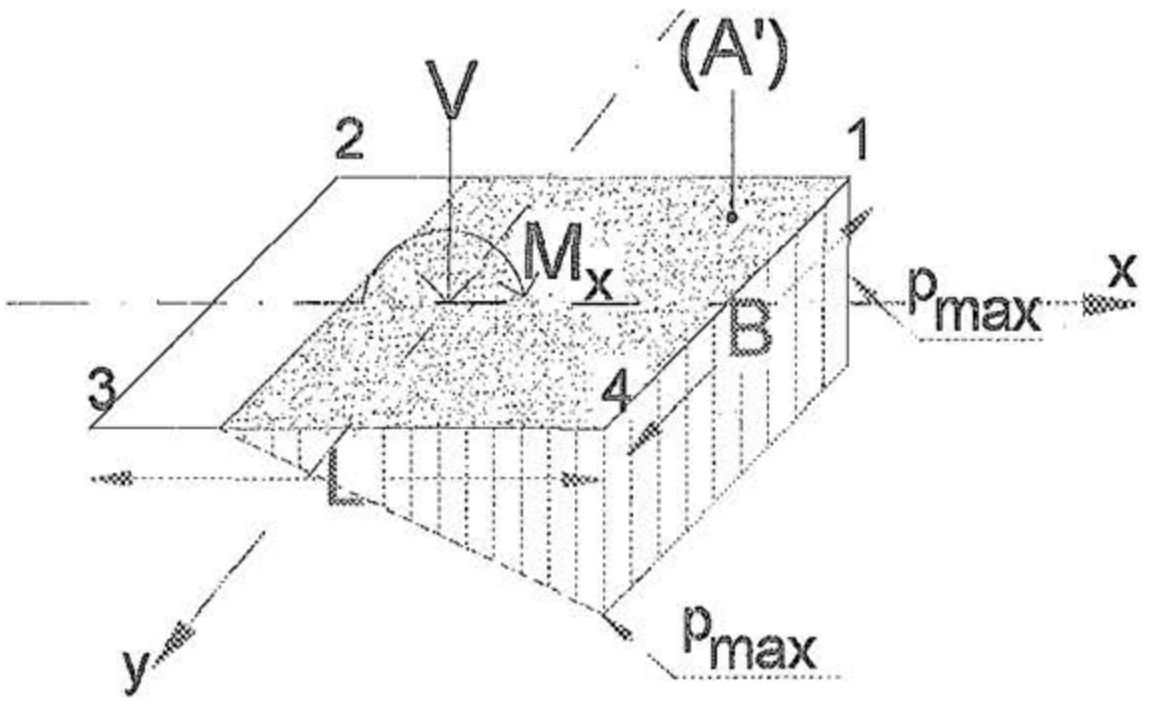


Fig. 2.40. Distribuţia presiunilor la talpa fundaţiei

$$p_{\max} = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot B \cdot c} \tag{2.83}$$

unde: $c = \frac{L}{2} - e_x$ cu $e_x = \frac{M_x}{N}$ (2.84)

sau: $$p_{\max} = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot L \cdot c} \tag{2.85}$$

unde: $c = \frac{B}{2} - e_y$, cu $e_y = \frac{M_y}{V}$ (2.86)

În această situaţie se impune ca suprafaţa activă (A') să fie mai mare de 80% din suprafaţa bazei de fundare (A).

Dacă fundaţia este solicitată cu momente încovoietoare pe ambele direcţii principale şi talpa se desprinde de pe teren, presiunea maximă pe teren se poate calcula cu relaţia, Fig. 2.41.:

$$p_{\max} = \mu \cdot \frac{V}{L \cdot B} \tag{2.87}$$

cu valorile μ date în Tabelul 2.38 în funcţie de excentricităţile $\overline{e_x}$ şi $\overline{e_y}$.

$$\overline{e_x} = \frac{M_x}{V \cdot L} \text{ şi } \overline{e_y} = \frac{M_y}{V \cdot B} \tag{2.88}$$

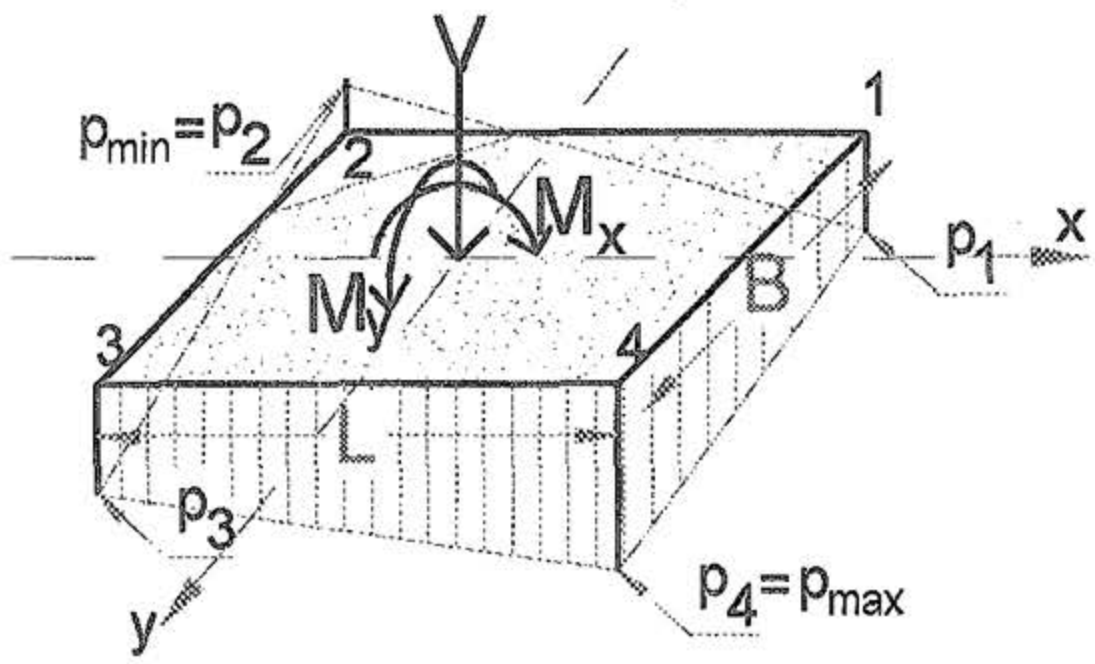


Fig. 2.41. Distribuţia presiunilor de contact pe toată suprafaţa tălpii fundaţiei

Pentru evaluarea suprafeţei active a tălpii fundaţiei în cazul îndeplinirii condiţiei:

$$\left(\frac{e_B}{B}\right)^2 + \left(\frac{e_L}{L}\right)^2 > \frac{1}{9} \tag{2.89}$$

se pot folosi propunerile date în Fig. 2.42.

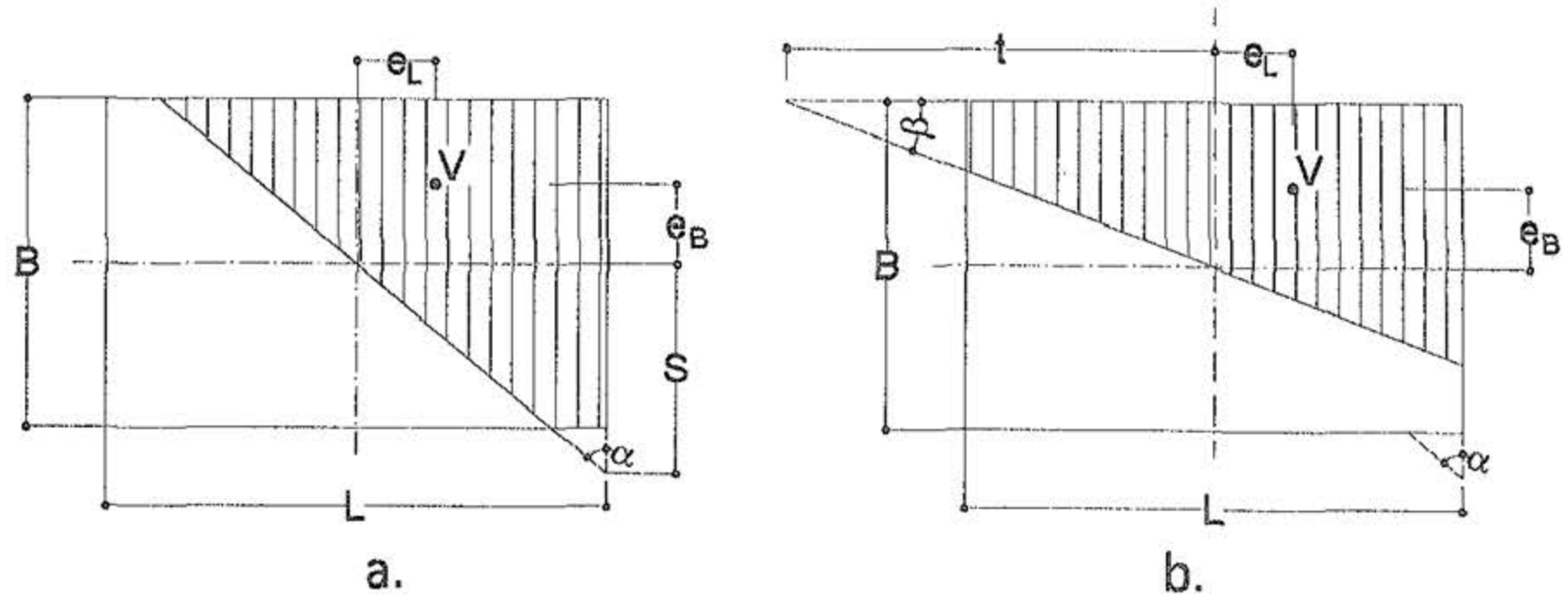


Fig. 2.42. Distribuția presiunilor de contact pe o suprafață activă din talpa fundației

Tabelul 2.38. Valorile coeficientului μ (Ille, 1977)

$\bar{e}_x / \bar{e}_y$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11
0.00	1.00	1.06	1 12	1 18	1.24	1.30	136	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66
0.01	1.06	1 12	1 18	1.24	1.30	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	1.72
0.02	1 12	118	1.24	1.30	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	1.72	1.78
0.03	118	1.24	1.30	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	1.72	1.78	1.84
0.04	1.24	1.30	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	172	178	1.84	1.90
0.05	1.30	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	172	1.78	1.84	1.90	1.96
0.06	1.36	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	1.72	1.78	1.84	1.90	1.96	2.02
0.07	1.42	1.48	1.54	1.60	1.66	172	178	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08
0.08	1.48	1.54	1.60	1.66	172	178	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14
0.09	1.54	1.60	1.66	1.72	1.78	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21
0.10	1.60	1.66	1.72	1.78	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21	2.27
0.11	1.66	172	178	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21	2.28	2.34
0.12	1.72	1.78	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21	2.27	2.34	2.41
0.13	178	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21	2.27	2.34	2.41	2.48
0.14	1.84	1.90	1.96	2.02	2.08	2.14	2.21	2.27	2.34	2.41	2.48	2.55

Valorile lui *s* şi *t* se determină cu relaţiile, Fig. 2.42.a:

$$s = \frac{B}{12}\left(\frac{B}{e_B} + \sqrt{\frac{B^2}{e_B^{\,2}} - 12}\right) \tag{2.90}$$

$$tg\alpha = \frac{3}{2}\frac{L-2e_L}{s+B_L} \tag{2.91}$$

$$p_{\max} = \frac{12V}{B\cdot tg\alpha}\cdot\frac{B+2s}{B^2+12s^2} \tag{2.92}$$

Pentru cazul din Fig. 2.42.b., avem:

$$t = \frac{L}{12}\left(\frac{L}{e_L}+\sqrt{\frac{L^2}{e_L{}^2}-12}\right) \tag{2.93}$$

$$tg\beta = \frac{3}{2}\frac{B-2e_B}{t+B_B} \tag{2.94}$$

$$p_{\max} = \frac{12V}{L\cdot tg\beta}\cdot\frac{L+2t}{L^2+12t^2} \tag{2.95}$$

Pentru fundaţiile cu suprafaţa în plan circulară şi inelară, valoarea presiunii maxime pe talpa fundaţiei se determină cu relaţia, Fig. 2.43.:

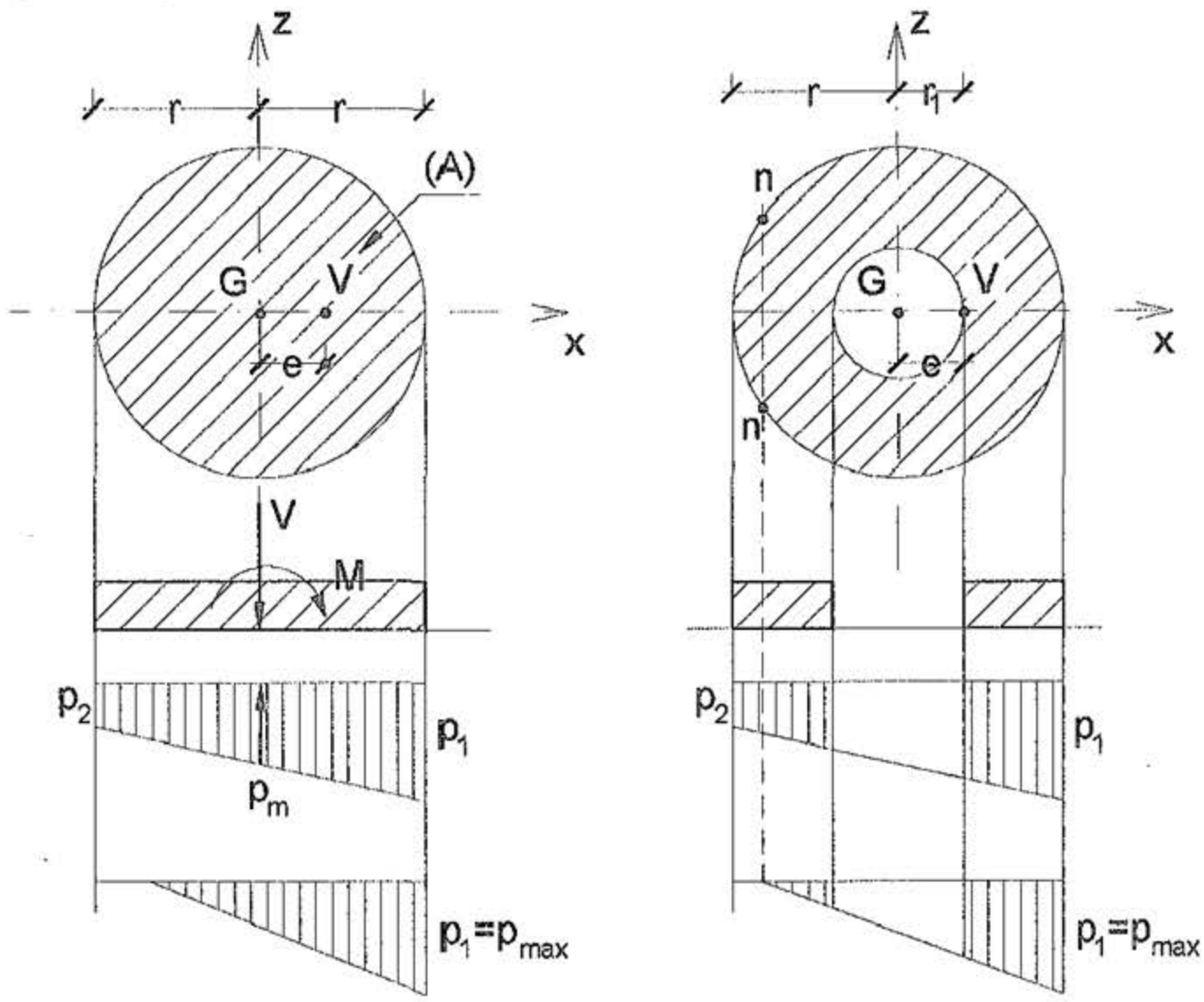


Fig. 2.43. Repartizarea presiunilor de contact pe talpa fundaţiilor cu secţiune circulară şi inelară

$$p_1 = p_{\max} = \alpha\cdot p_m \tag{2.96}$$

$$p_m = \frac{V}{A} \tag{2.97}$$

în care:

$A = \pi r^2$ - suprafaţa circulară,

$A = \pi\left(r^2 - r_1^2\right)$ - suprafaţa inelară.

α - valoarea coeficientului determinat din Tabelul 2.39.

Tabelul 2.39. Valorile coeficientului α

$\frac{e}{r}$	r_1/r							$\frac{e}{r}$
	0,0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
0,05	1,20	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	0,05
0,10	1,40	1,32	1,29	1,27	1,24	1,22	1,20	0,10
0,15	1,60	1,48	1,44	1,40	1,37	1,33	1,30	0,15
0,20	1,80	1,64	1,59	1,54	1,49	1,44	1,40	0,20
0,25	2,00	1,80	1,73	1,67	1,61	1,55	1,50	0,25
0,30	2,23	1,96	1,88	1,81	1,73	1,66	1,60	0,30
0,35	2,48	2,12	2,04	1,94	1,85	1,77	1,70	0,35
0,40	2,76	2,29	2,20	2,07	1,98	1,88	1,80	0,40
0,45	3,11	2,51	2,39	2,23	2,10	1,99	1,90	0,45
0,50	3,55	2,80	2,61	2,42	2,26	2,10	2,00	0,50
0,55	4,15	3,14	2,89	2,67	2,42	2,26	2,17	0,55
0,60	4,96	3,58	3,24	2,92	2,64	2,42	2,26	0,60
0,65	6,00	4,34	3,80	3,30	2,92	2,64	2,42	0,65
0,70	7,48	5,40	4,65	3,86	3,33	2,95	2,64	0,70
0,75	9,93	7,26	5,97	4,81	3,93	3,33	2,89	0,75
0,80	13,87	10,05	8,80	6,53	4,93	3,96	3,27	0,80
0,85	21,08	15,55	13,32	10,53	7,16	4,90	3,77	0,85
0,90	38,25	30,80	25,80	19,85	14,60	7,13	4,71	0,90
0,95	96,10	72,20	62,20	50,20	34,60	19,80	6,72	0,95
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	1,00

*Pentru secţiuni circulare se ia $r_1/r = 0$

În general se recomandă ca întreaga suprafaţă a tălpii fundaţiei să fie comprimată, impunându-se respectarea condiţiei:

$$e \le 0.25 \cdot r\left(1 + r'^2\right) \tag{2.98}$$

în care: $r' = r_1/r$.

În cazul în care se admite apariţia unor eforturi de întindere pe talpa fundaţiei, secţiunea comprimată trebuie să se extindă cel puţin până în mijlocul secţiunii suprafeţei. Se impune respectarea condiţiei:

$$e \le 0.59 \cdot r \frac{1-\left(r_1/r\right)^4}{1-\left(r_1/r\right)^3} \tag{2.99}$$

sau aproximativ: $e/r \le 0.5 + 0.25\frac{r_1}{r}$. (2.100)

În general, valorile presiunilor de contact pot fi determinate cu relaţia:

$$p_{1,2} = \frac{V}{A} \pm \frac{M}{W} \tag{2.101}$$

în care:

– secțiune circulară:

$$A = \pi \cdot r^2,\ W = \pi \cdot r^3/4 \tag{2.102}$$

– secţiune inelară:

$$A = \pi\left(r^2 - r_1^2\right),\ W = \pi\left(r^4 - r_1^4\right)/4 \tag{2.103}$$

O altă valoare acceptabilă pentru dimensionarea suprafeţei în plan a fundaţiilor clădirilor încadrate în categoria geotehnică 1 este presiunea plastică (P_{pl}).

Presiunea p_{pl} (presiunea limită de cedare plastică - presiunea plastică) pentru fundaţii cu secţiune dreptunghiulară în plan se calculează cu relaţiile:

– construcţii fără subsol, Fig. 2.44.a.:

$$p_{pl} = m_l\left(\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3\right) \tag{2.104}$$

– construcţii cu subsol, Fig. 2.44.b.:

$$p_{pl} = m_l\left(\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + \frac{2 \cdot q_e + q_i}{3} \cdot N_2 + c \cdot N_3\right) \tag{2.105}$$

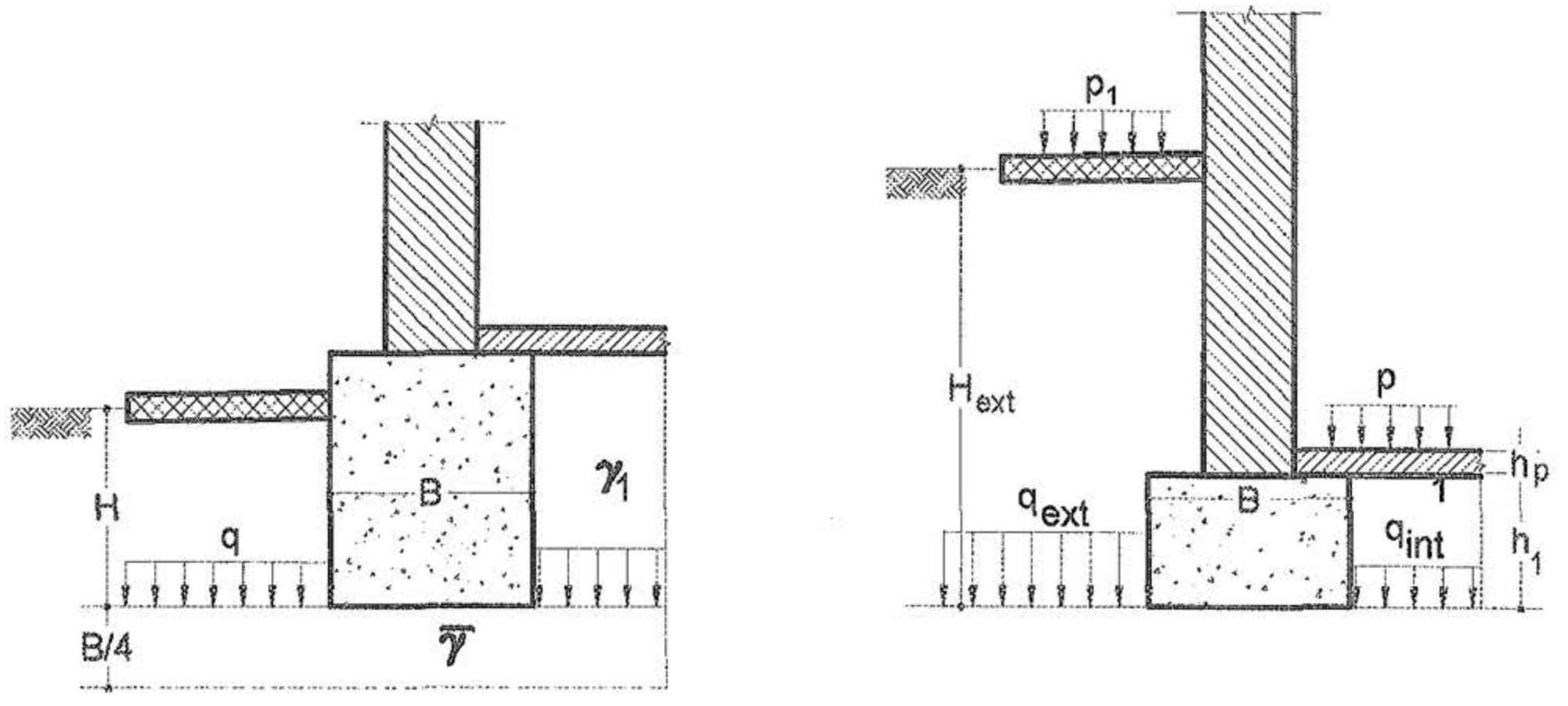


Fig. 2.44. Calculul lui p_{pl}

în care:

m_l - coeficient al condiţiilor de lucru conform Tabelului 2.40,

Tabelul 2.40. Valorile coeficientului de lucru m_l

Denumirea terenului de fundare	m_l
Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip, pietrişuri cu excepţia nisipurilor fine şi prăfoase	2,0
Nisipuri fine: - uscate sau umede (S_r <0,8)	1,7
- foarte umede sau saturate (S_r > 0,8)	1,6
Nisipuri prăfoase: - uscate sau umede (S_r <0,8)	1,5
- foarte umede sau saturate (S_r > 0,8)	1,3
Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu I_c >0,5	1,3
Pământuri coezive cu I_c >0,5	1,4
Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu I_c < 0,5	1,1
Pământuri coezive cu I_c < 0,5	1,1

$\bar{\gamma}$ - media ponderată a greutăţii volumice de calcul a straturilor de sub talpă cuprinse pe o adâncime de (B/4) măsurată de la talpa fundaţiei,

B - latura mică a fundaţiei, [m],
q - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundaţiei, lateral faţă de fundaţie [kPa],
q_e, q_i - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundaţiei la exteriorul şi respectiv interiorul fundaţiei de subsol, [kPa],
N_1 ,N_2, N_3 - coeficienţi adimensionali în funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare internă a terenului de sub talpa fundaţiei, conform Tabelului 2.41, NP 112-2004.

Tabelul 2.41. Valorile coeficienţilor N_1, N_2 și N_3

ϕ	N_1	N_2	N_3	ϕ	N_1	N_2	N_3
0°	0,00	1,00	3,14	24°	0,72	3,87	6,45
2°	0,03	1,12	3,32	26°	0,84	4,37	6,90
4°	0,06	1,25	3,51	28°	0,98	4,93	7,40
6°	0,10	1,39	3,71	30°	1,15	5,59	7,95
8°	0,14	1,55	3,93	32°	1,34	6,35	8,55
10°	0,18	1,73	4,17	34°	1,55	7,21	9,21
12°	0,23	1,94	4,42	36°	1,81	8,25	9,98
14°	0,29	2,17	4,69	38°	2,11	9,44	10,80
16°	0,36	2,43	5,00	40°	2,46	10,84	11,73
18°	0,43	2,72	5,31	42°	2,87	12,50	12,77
20°	0,51	3,06	5,66	44°	3,37	14,48	13,96
22°	0,61	3,44	6,04	45°	3,66	15,64	14,64

Se admite determinarea presiunii p_{pl} cu relaţiile de mai sus şi pentru fundaţii a căror formă în plan diferă de un dreptunghi. Pentru tălpi de fundaţii în formă de cerc sau de poligon regulat se ia valoarea $B = \sqrt{F}$, în care *F* este suprafaţa tălpii fundaţiei de formă dată.

La stabilirea suprasarcinilor de calcul (q, q_e, q_i) se iau în considerare greutatea pământului situat deasupra nivelului tălpii fundaţiei precum şi alte sarcini cu caracter permanent, Fig. 2.44.

$$q_{\text{int}} = \gamma_1 h_1 + \gamma_b h_b + p$$
$$q_{ext} = \gamma_1 H_{ext} + p_1 \qquad (2.106)$$

La clădiri cu subsol la care lăţimea este mai mică de 20m şi se poate evalua valoarea presiunii plastice cu relaţia, Fig. 2.45.:

$$p_{pl} = m_l\left(\overline{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + H \cdot \gamma_1 \cdot N_2 + c \cdot N_3 - \gamma_1 \cdot h_0\right) \qquad (2.107)$$

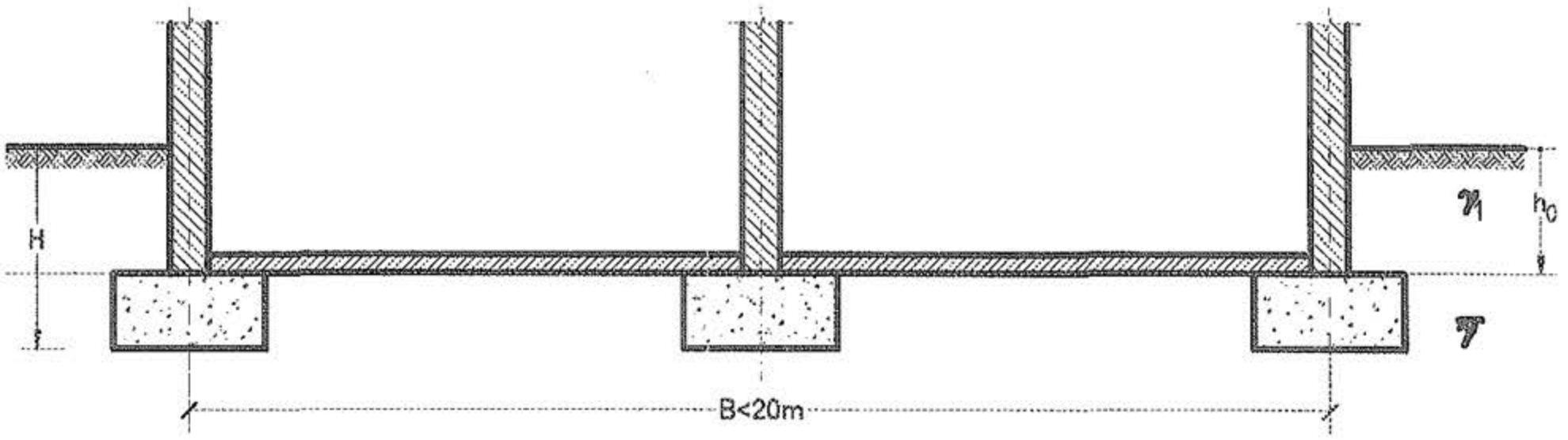


Fig. 2.45. Calculul lui p_{pl} pentru clădiri cu B<20m

Dacă în cuprinsul zonei de influență, la adâncimea z de la talpa fundaţiei apare un strat compresibil ($E < 5000kPa$), trebuie verificată relaţia, Fig. 2.46.:

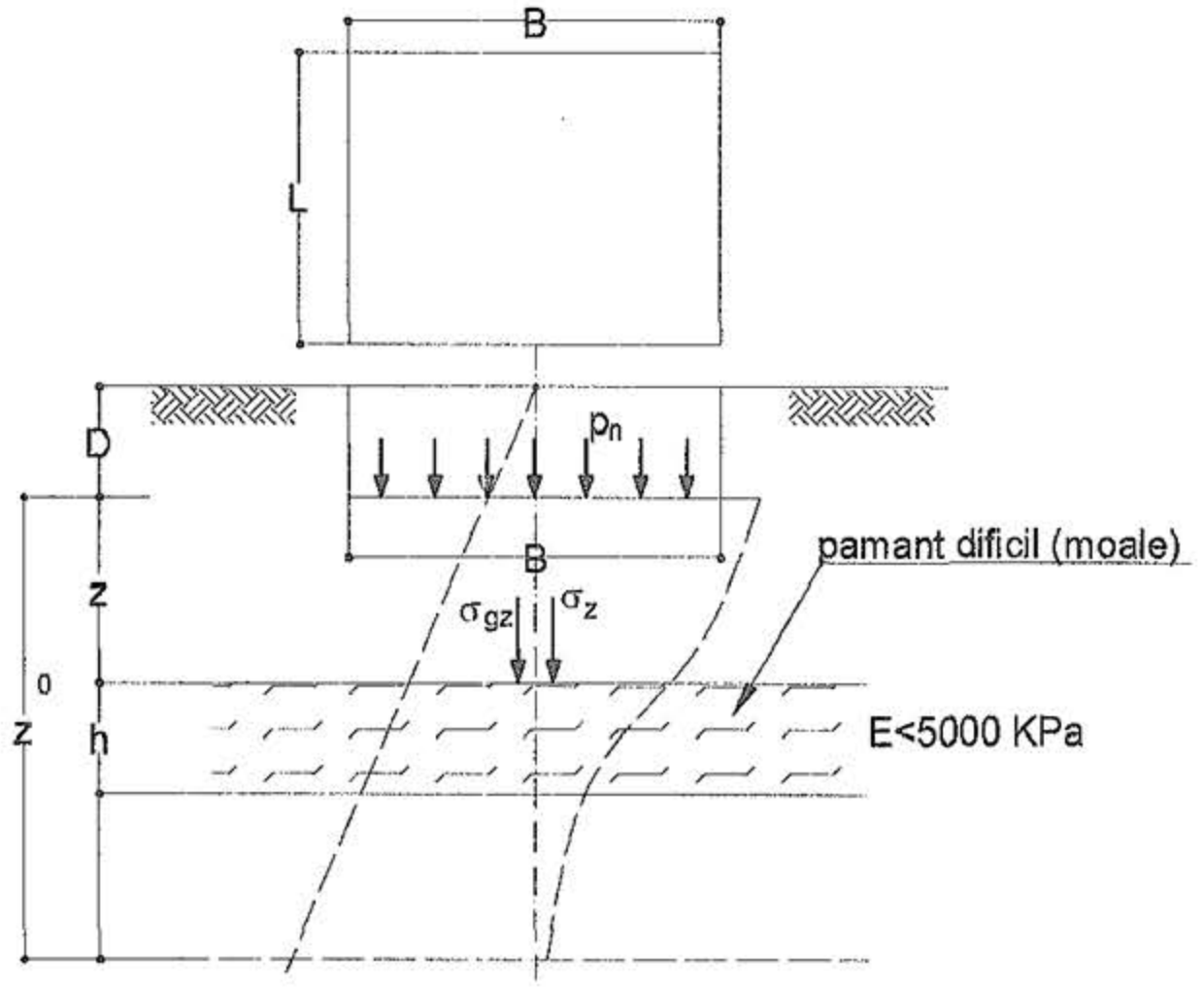


Fig. 2.46. Calculul lui p_{pl} pentru terenuri dificile

$$\sigma_z + \sigma_{gz} \leq p_{pl.z} \tag{2.108}$$

în care:

σ_z - efortul unitar vertical transmis terenului de fundare la adâncimea z în dreptul centrului fundaţiei;

$\sigma_{g.z}$ - presiunea geologică la cota z;

$p_{pl.z}$ - presiunea p_{pl} la cota z calculată cu relaţia (2.104.) sau (2.105.) pentru o fundaţie convenţională de lăţime B_z fundată pe stratul foarte compresibil.

$$B_z = \sqrt{F_Z + a^2} - a \tag{2.109}$$

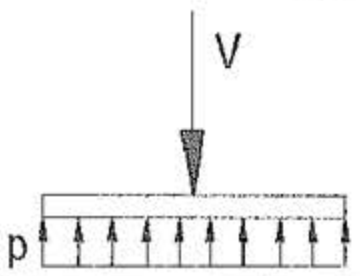
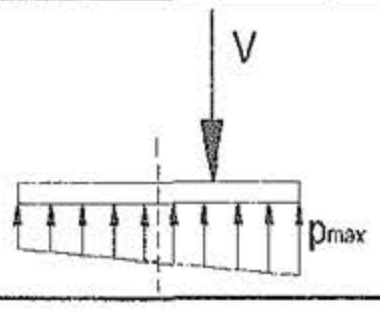
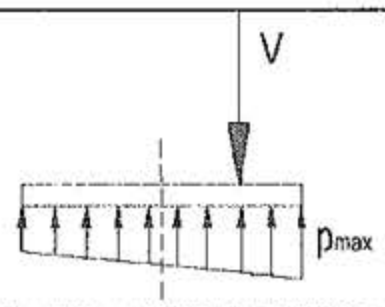
unde $F_z = \dfrac{p_n \cdot B \cdot L}{\sigma_z}$ (2.110)

$$a = \frac{L - B}{2} \tag{2.111}$$

$$p_n = p_{ef} - \gamma \cdot D \tag{2.103}$$

Pentru calculul terenului de fundare la starea limită de cedare plastică, se cer îndeplinite următoarele condiții, Tabelul 2.42.

Tabelul 2.42. Calculul terenului la starea limită de cedare plastică

Tip încărcare	Centrică	Cu excentricitate după o singură direcţie	Cu excentricitate după două direcţii
			
Condiția de verificare	$p_{ef} \le p_{pl}$	$p`_{ef\,\max} \le 1.2 \cdot p_{pl}$	$p``_{ef\,\max} \le 1.4 \cdot p_{pl}$

2.4. Verificarea la subpresiune (UPL)

Verificarea la subpresiune trebuie realizată dacă valoarea de calcul a combinaţiei forţelor destabilizatoare verticale permanente şi variabile ($V_{dst,d}$) este mai mică sau egală cu suma valorilor de calcul ale forţelor de stabilizare verticale permanente şi variabile ($G_{stb,d}$) şi ale valorilor de calcul a oricărei alte rezistenţe adiţionale de subpresiune (ascensionale) (R_b), Fig. 2.47.:

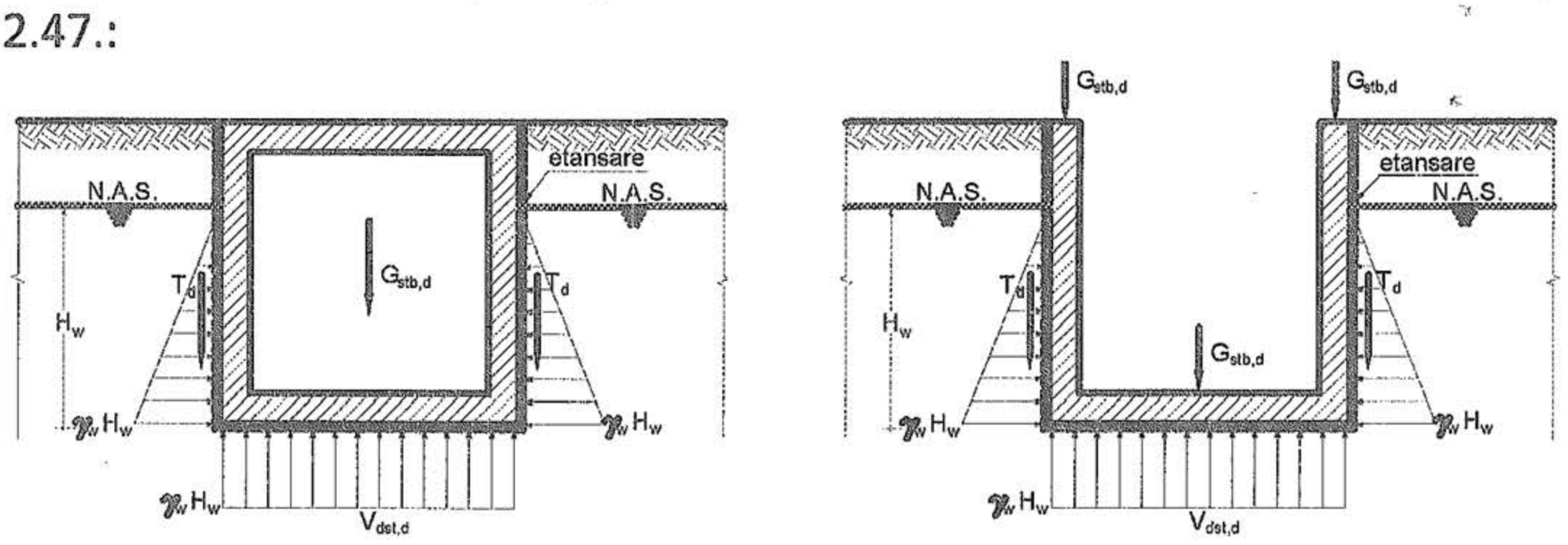


Fig. 2.47. Verificarea la subpresiune

$$V_{dst,d} \le G_{stb,d} + R_b \tag{2.113}$$

$$\text{în care: } V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \tag{2.114}$$

În cazul unor structuri subterane, Fig.2.48., relaţia de verificare are forma (2.115)

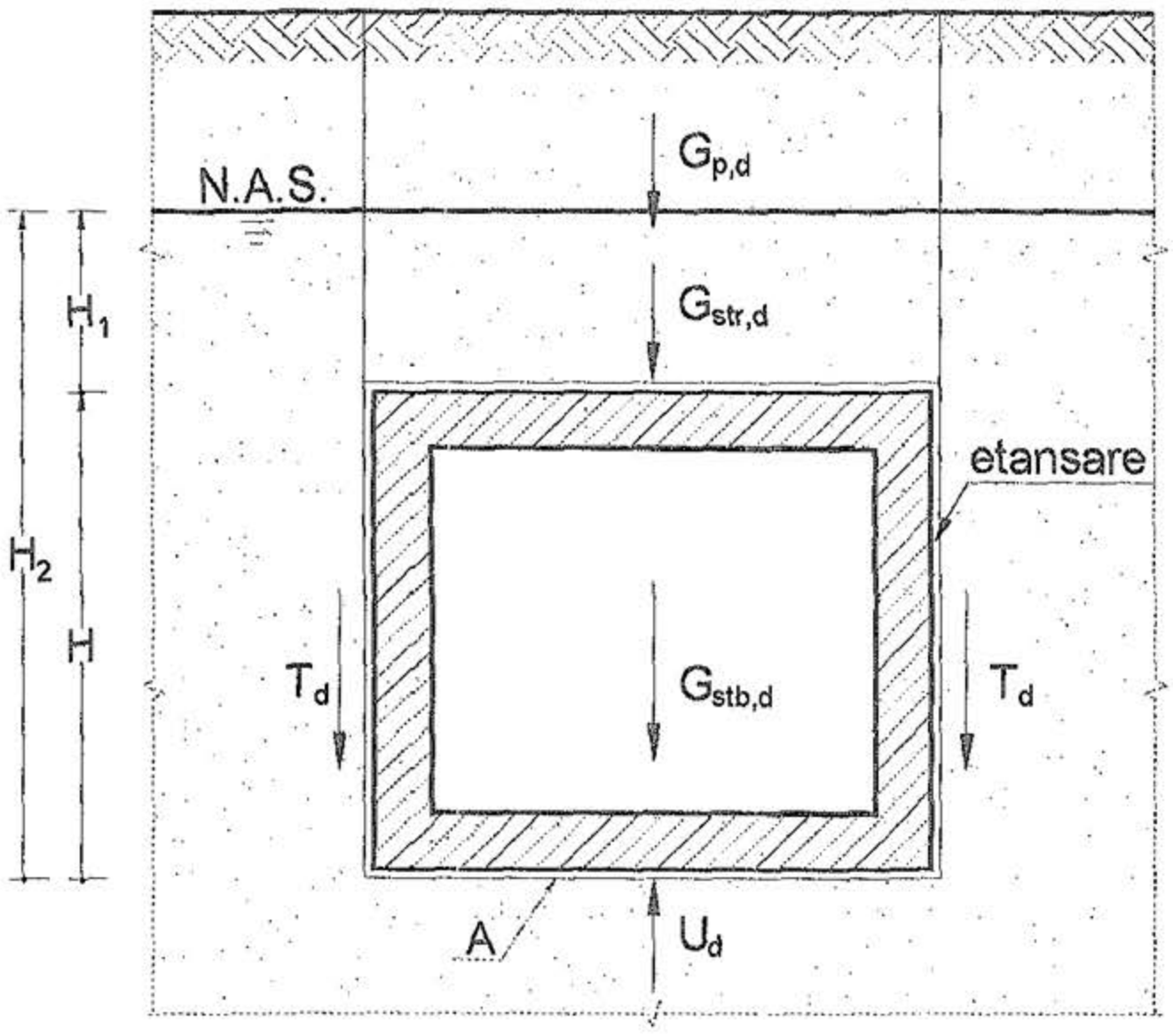


Fig. 2.48. Verificarea la subpresiune a structurilor subterane

$$U_d \leq G_{str,d} + G_{p,d} + T_d \qquad (2.115)$$

în care:

$$U_k = \gamma_w \cdot (H_2 - H_1) \cdot A = \gamma_w \cdot H \cdot A; \qquad (2.116)$$

A – suprafaţa tălpii;

$$U_d = \gamma_{G,dst} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot A \qquad (2.117)$$

Valoarea:

$$T_d / A = K_a \cdot \sigma_v' \cdot \tan\delta_d \qquad (2.118)$$

Valoarea unghiului de frecare δ_d se poate determina cu valoarea $(\tan\delta_k / \gamma_\varphi)$ în care (γ_φ) se determină din Tabelul 2.9. Valoarea coeficientului de împingere activă (K_a) este calculată în funcţie de unghiul de frecare internă efectiv (φ').

În cazul executării unei excavaţii sub nivelul apei, se cere verificarea condiţiei de subpresiune Fig.2.49., după relaţia (2.115.).

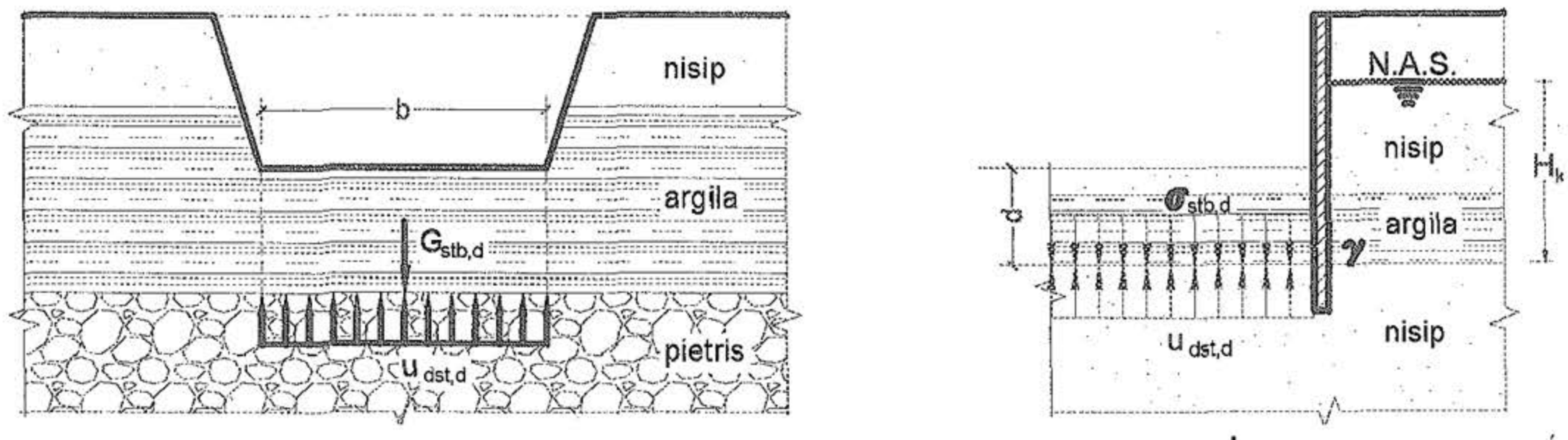


Fig. 2.49. Verificarea la subpresiune pentru săpături

În cazul în care condiţia (2.115) nu este satisfăcută se impune ancorarea radierului cu piloţi de ancoraj, Fig. 2.50.

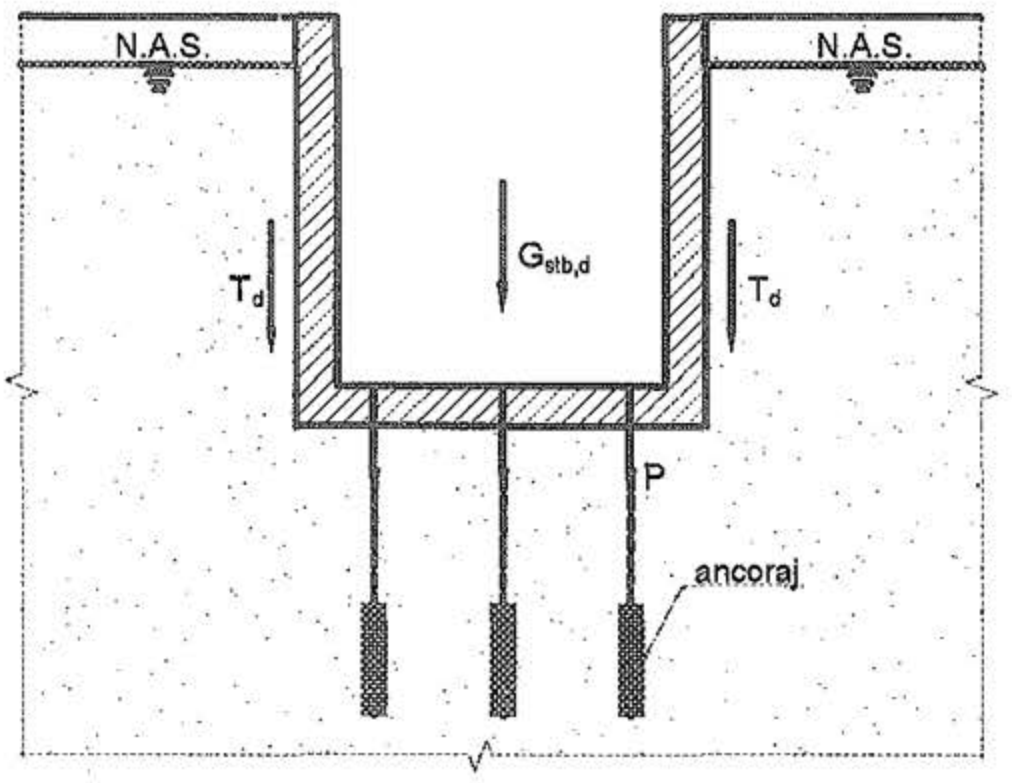


Fig. 2.50. Ancorarea radierului cu piloţi de ancoraj

Verificarea stării limită la ridicare (UPL) se face pentru cazurile de proiectare date în Tabelul 2.7.

Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru acţiuni se dau în Tabelul 2.43, iar pentru materiale în Tabelul 2.44.

Valoarea factorului de stabilitate global este 1,10.

Pentru verificarea la subpresiune a unui strat necoeziv situat la talpa unei săpături, Fig. 2.49.b. relaţia (2.115.) are forma:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \tag{2.119}$$

Folosind notaţiile din Fig. 2.49.b. relaţia poate fi exprimată astfel:

$$\gamma_{G,dst} \cdot \gamma_w \cdot H_k \leq \gamma_{G;stb} \cdot \gamma_d \cdot d \tag{2.120}$$

Factorul de siguranţă (OFS) se determină cu relaţia:

$$OFS = \frac{\gamma_{G,dst}}{\gamma_{G,dst}} = \frac{1{,}00}{0{,}90} = 1{,}11 \tag{2.120}$$

Tabelul 2.43. Coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor (RO)

Acţiune	Simbol	Valoare	Se aplică la:
Permanentă			
Defavorabilă	$\gamma_{G,dst}$	1,00	acțiuni permanente defavorabile destabilizatoare,
Favorabilă	$\gamma_{G,stb}$	0,90	acțiuni permanente favorabile stabilizatoare,
Variabilă			
Defavorabilă	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	acțiuni variabile defavorabile destabilizatoare.

Tabelul 2.44. Coeficienţii parţiali de siguranţă ai parametrilor pământului (RO)

Parametrul pământului	Simbol	Valoare	Se aplică la:
Unghi de frecare internă	$\gamma_{\varphi'}$	1,25	tangenta unghiului de frecare internă
Coeziune efectivă (drenată)	$\gamma_{c'}$	1,25	coeziunea efectivă
Rezistenţa nedrenată la forfecare	γ_{cu}	1,40	rezistenţa nedrenată la forfecare
Rezistenţa la tracţiune a pilotului	$\gamma_{s;t}$	2,00	rezistenta piloţilor tensionaţi;
Rezistenţa ancorajului	γ_a	1,60	rezistenţa ancorajului

2.5. Verificarea stării limită de umflare hidraulică (HYD)

Pentru verificarea stării limită de umflare hidraulică se foloseşte relaţia, Fig. 2.51.:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \tag{2.121}$$

În care: $u_{dst,k} = \gamma_w \left(d + d_w + \Delta_h\right)$ (2.122)

$$\sigma_{stb.k} = (\gamma' + \gamma_w) \cdot d + \gamma_w \cdot d \tag{2.123}$$

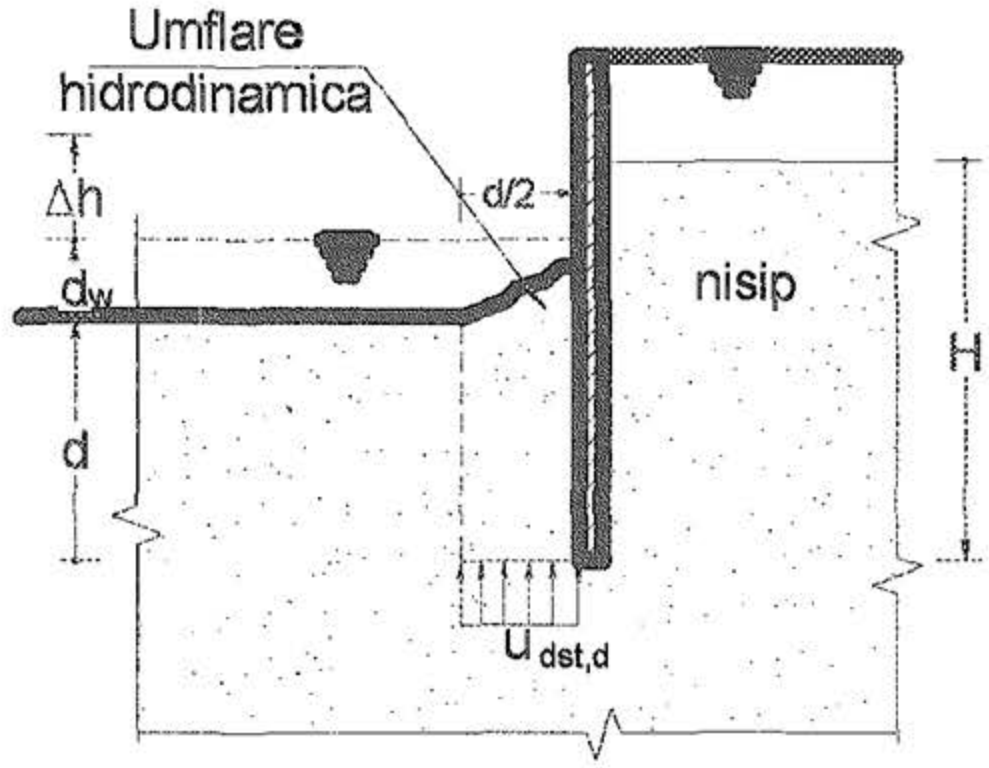


Fig. 2.51. Verificarea HYD

Pentru verificarea stării limită de umflare hidraulică (HYD) trebuie aplicaţi coeficienţii parţiali ai acţiunilor (γ_F) conform Tabelului 2.45.

Tabelul 2.45. Coeficienţii parţiali de siguranţă ai acţiunilor (RO)

Acţiune	Simbol	Valoare
Permanentă		
Defavorabilă	$\gamma_{G,dst}$	1,35
Favorabilă	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Variabilă		
Defavorabilă	$\gamma_{Q,dst}$	1,50

3. PROIECTAREA FUNDAŢIILOR IZOLATE PENTRU STÂLPI

3.1. Generalități

Fundațiile izolate se prevăd ca sisteme de fundare sub stâlpi. În funcție de materialul din care este executat stâlpul, acestea pot fi:

- Fundații tip talpă de beton simplu sub stâlpi (din lemn, cărămidă, piatră, beton simplu),
- Fundații tip talpă de beton armat sub stâlpi (din beton, beton armat etc.),
- Fundații tip bloc de beton simplu și cuzinet (din beton, beton armat etc.).

În general, forma suprafeței în plan a fundației urmărește forma suprafeței tălpii stâlpului. În cazul în care stâlpul este încărcat numai cu sarcini verticale, secțiunea tălpii stâlpului este pătrată, urmând ca și suprafața tălpii fundației să aibă formă pătrată.

Plecând de la influența formei tălpii fundației asupra capacității portante a terenului de fundare, ar rezulta că cea mai economică formă a suprafeței tălpii fundației este forma circulară sau poligonală. Datorită unor dificultăți de realizare tehnologice a unei fundații cu suprafața tălpii circulară, se preferă executarea unei fundații cu suprafața în plan pătrată.

În cazul în care suprafața în plan a tălpii stâlpului este circulară sau poligonală, se recomandă executarea tălpii fundației de secțiune pătrată, forma economică circulară sau poligonală ducând la dificultăți tehnologice de execuție.

Pentru suprafețe ale stâlpilor de formă circulară sau inelară, mari în plan, așa cum apare la turnuri de televiziune, coșuri de fum, centrale eoliene, se recomandă executarea unor suprafețe în plan ale tălpii fundației de formă circulară sau inelară.

Pentru secțiuni ale stâlpului de formă dreptunghiulară se recomandă ca și talpa fundației să aibă o formă dreptunghiulară. Se recomandă ca raportul laturilor stâlpului să fie egal cu raportul laturilor fundației.

3.2. Fundaţii tip talpă de beton simplu pentru stâlpi

Pentru stâlpi de beton simplu, şpaleţi de cărămidă, zidărie de piatră, lemn, pot fi folosite fundaţii de suprafaţă de beton simplu. Se recomandă folosirea unui beton de clasă min C8/10. Ele se aleg cu secţiune prismatică, Fig. 3.1.

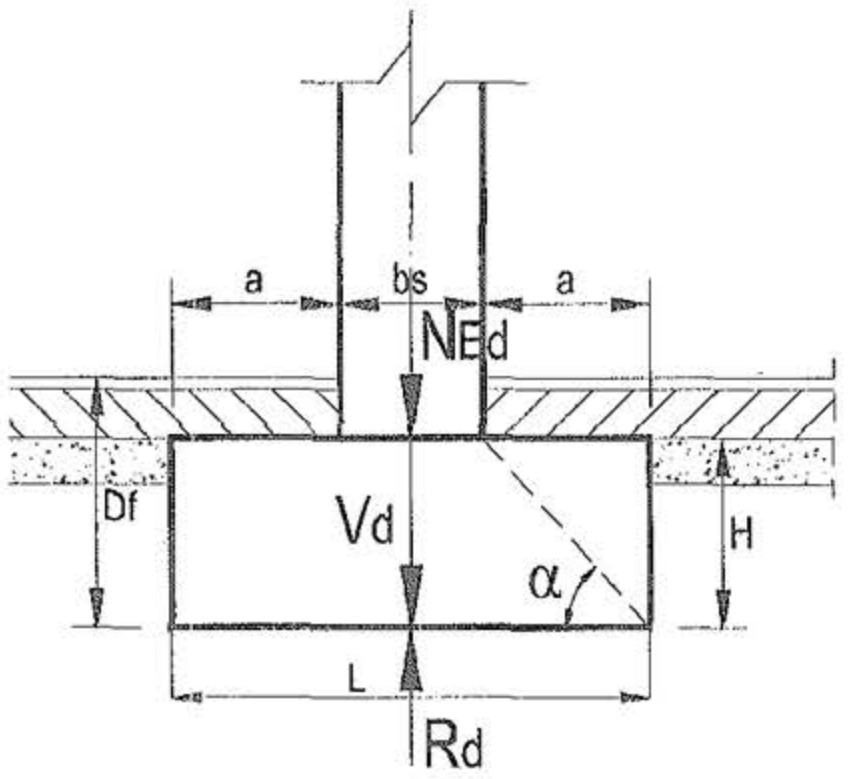


Fig. 3.1. Fundaţii tip talpă din beton simplu

Suprafața în plan a tălpii fundației se stabilește folosind metoda prescriptivă (vezi Cap. 2.3.). Verificarea se face conform condiției prezentate în Tabelul 2.2, în cazul încărcării centrice. Valoarea presiunii acceptabile pentru terenul de fundare se determină din valoarea presiunii convenționale de bază (cu corecțiile de adâncime și lățime) sau cu valoarea presiunii plastice.

Nu se impune verificarea stării limită de exploatare (SLS – deformații).

Suprafaţa în plan a fundaţiei se stabileşte plecând de la condiţia:

$$V_d \leq R_d \tag{3.1}$$

unde: R_d - trebuie calculat conform SR EN 1997-1/2004 ca valoare dată de presiunea convenţională de calcul,

V_d - încărcarea de calcul pe talpa fundaţiei, care trebuie să includă şi greutatea proprie a fundaţiei, greutatea stratului de umpluturi (fie favorabil, fie defavorabil), presiunea apei etc.

Valoarea capacității portante a terenului de fundare se determină cu relația:

$$R_d = A \cdot p_{conv} \tag{3.2}$$

în care: A – aria suprafeței tălpii fundației,

P_{conv} – presiunea convenţională de calcul a terenului de fundare ($\approx 0,8\overline{p}_{conv}$).

Pentru determinarea înălţimii blocului de beton simplu se poate folosi relaţia dată de SR EN 1992 – 1 – 1. 12.13:

$$H \geq \frac{a}{0,85}\sqrt{\frac{9p_{acc}}{f_{ctd}}}, \tag{3.3}$$

unde: H – înălţimea fundaţiei,

a – distanţa de la marginea fundaţiei la faţa stâlpului,

p_{acc} – valoarea de calcul a presiunii acceptabile pe terenul de fundare (p_{conv} sau p_{pl}),

f_{ctd} – valoarea rezistenţei de calcul la întindere a betonului din fundaţie.

Poate fi utilizată relaţia simplificată $H/a \geq 2$.

Pentru diferite materiale din care este executat stâlpul care reazemă pe fundaţie, pot fi diferenţiate următoarele sisteme de fundaţii de beton simplu, Fig. 3.2.

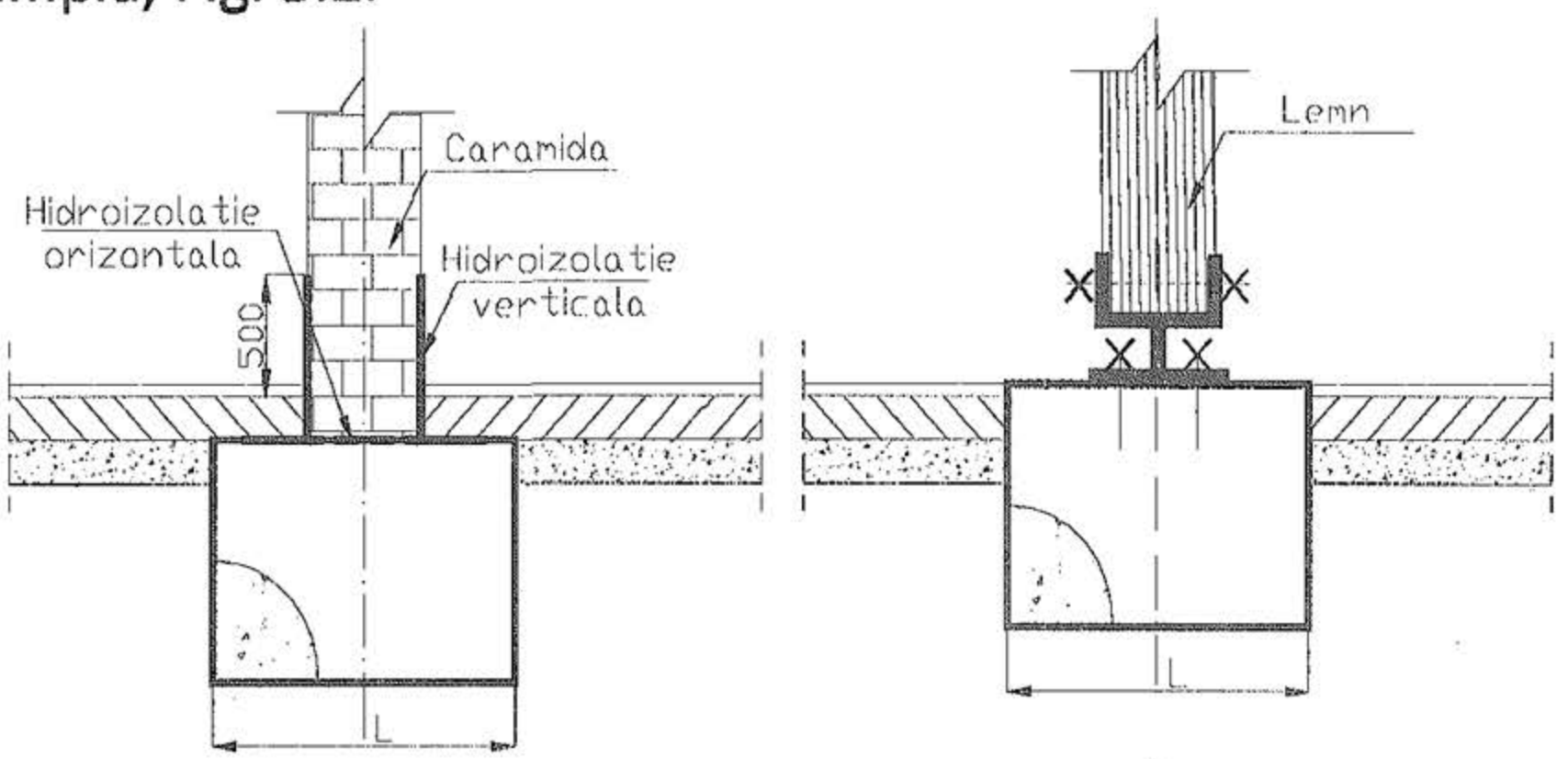


Fig. 3.2. Fundaţii de beton simplu pentru stâlp de cărămidă (a) sau stâlp de lemn (b)

3.3. Fundaţii izolate rezemate pe rocă

În cazul rezemării blocului de fundaţie pe rocă (calcar, gresie, rocă stâncoasă etc.), este necesară prevederea unor armături transversale adecvate pentru a rezista efortului de despicare care apare în corpul fundaţiei, atunci când presiunea acceptabilă a rocii este mai mare decât $p_{acc} \geq 500kPa$. Aceste armături vor fi distribuite uniform pe înălţimea H, în direcţia efortului de despicare, Fig. 3.3.

Forţa de despicare orizontală F_S poate fi calculată cu relaţia:

$$F_S = 0.25(1 - \frac{b_{st}}{h})\overline{N}_{Ed} \tag{3.4}$$

în care: b_{st} – lăţimea stâlpului,

h – dimensiunea cea mai mică dintre L şi H,

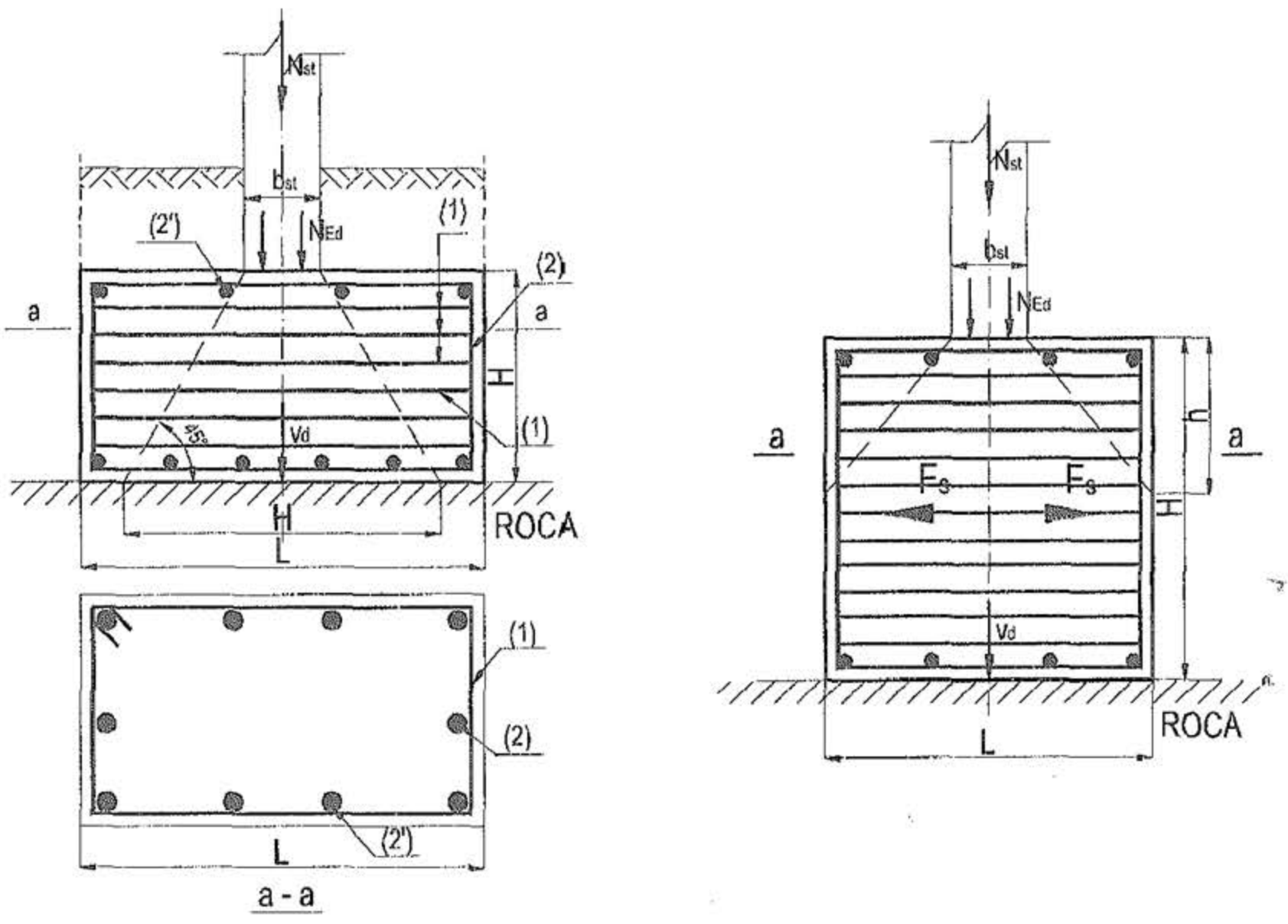
$\overline{N}_{Ed}$ – valoarea de proiectare a forţei axiale aplicate ($N_{ST}/2$).

Cunoscând valoarea acestei forţe, armătura transversală rezultă din verificarea la întindere a armăturii:

$$A_{at} = \frac{F_S}{0.8 f_{yd}} \tag{3.5}$$

în care: f_{yd} – rezistenţa la întindere a armăturii.

Armătura minimă (1) care se va dispune va avea diametrul de 10mm. Se recomandă folosirea unui beton de clasă minimă C12/15 (CP 012).



a) Talpă cu L≥H b) Talpă cu L<H

Fig. 3.3. Fundaţie izolată rezemată pe rocă

3.4. Fundaţii pentru stâlpi de beton armat monolit.

Tipuri de fundaţii pentru stâlpi de beton armat:

- tip talpă de beton armat, Fig. 3.4. a
- tip bloc şi cuzinet, fig. 3.4. b

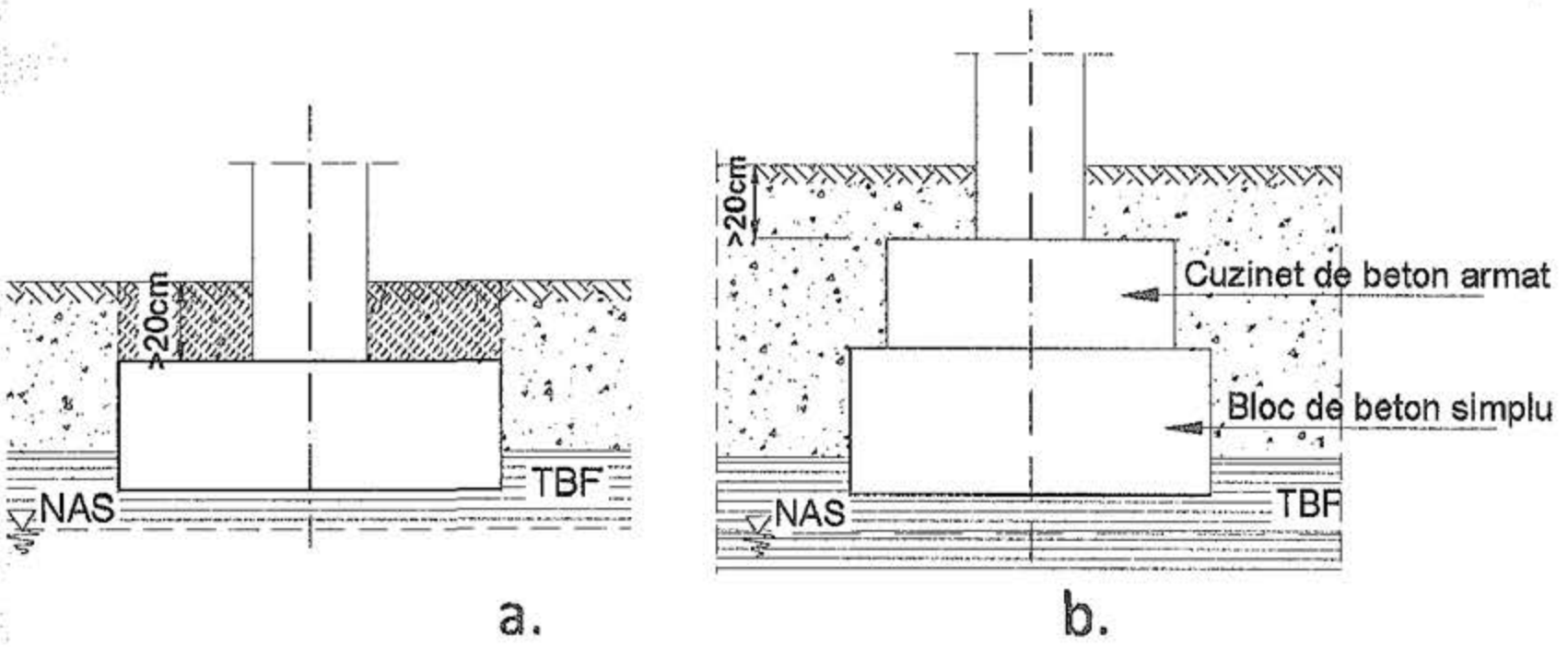


Fig. 3.4. a. Fundaţie tip talpă de beton armat; b. Fundaţie tip bloc şi cuzinet

Criteriile de alegere a unuia dintre cele două tipuri de fundaţii sunt:

a. Adâncimea la care se găseşte terenul bun de fundare: dacă TBF este la suprafaţă alegem prima variantă.

b. Nivelul apelor subterane: dacă este ridicat, folosim fundaţia tip talpă.

c. Intensitatea încărcărilor:

– la încărcări mari - fundaţii tip talpă de beton armat;

– la încărcări mici (<1500kN) şi presiuni acceptabile mai mari de $p_{acc} \geq 200kPa$ - fundaţii tip bloc şi cuzinet.

Din punct de vedere a tehnologiei de execuție, soluția cea mai eficientă este aceea a tălpii de beton armat, cu turnarea directă a betonului în săpătură. Fundația tip bloc și cuzinet armat necesită executarea unui cofraj în care se toarnă cuzinetul, întrerupând operația de betonare. De asemenea se recomandă prevederea unei tălpi de beton armat superioare drepte, eliminând astfel operația de teșire a feței superioare a tălpii.

3.4.1. Fundaţii tip talpă de beton armat centrice

3.4.1.1. Forme de fundaţii tip talpă de beton armat

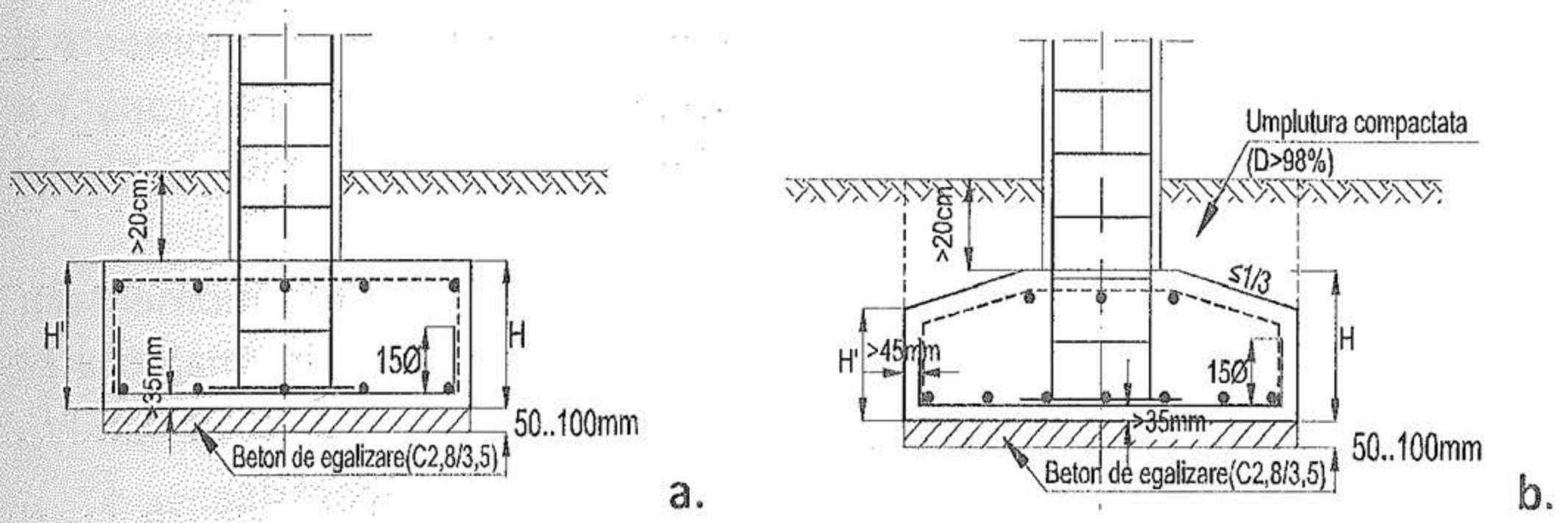


Fig. 3.5. a. Fundaţie prismatică; b. Fundaţie tip obelisc

a. Formă *prismatică,* Fig. 3.5.a: se alege dacă suprafaţa în plan a tălpii fundaţiei $A \leq 1m^2$.

b. Formă de *obelisc,* Fig. 3.5. b.

În general, pentru uşurinţa execuţiei blocul de beton se recomandă să se adopte cu formă prismatică, fiind mai uşor de executat (prin turnare directă în cofraj sau în săpătură).

3.4.1.2. Conformarea fundaţiei

Între corpul fundaţiei turnate şi teren se prevede un strat de beton de egalizare pentru a dispune de o suprafaţă curată pe care să se asambleze armătura, asigurând şi acoperirea necesară cu beton a barelor de oţel. Se va turna cât mai curând posibil, după aducerea la cota din proiect a tălpii săpăturii, apărând terenul de acţiunea deteriorantă a precipitaţiilor, soarelui sau îngheţului. Se adoptă cu valoarea de 50mm pentru terenuri umede şi de 100mm pentru terenuri saturate şi cu ape agresive .

Faţa superioară a fundaţiei se va dispune la o distanţă mai mare de 200mm faţă de nivelul terenului, pentru a permite realizarea pardoselii şi a stratului anticapilar (≥200mm), Fig. 3.6.

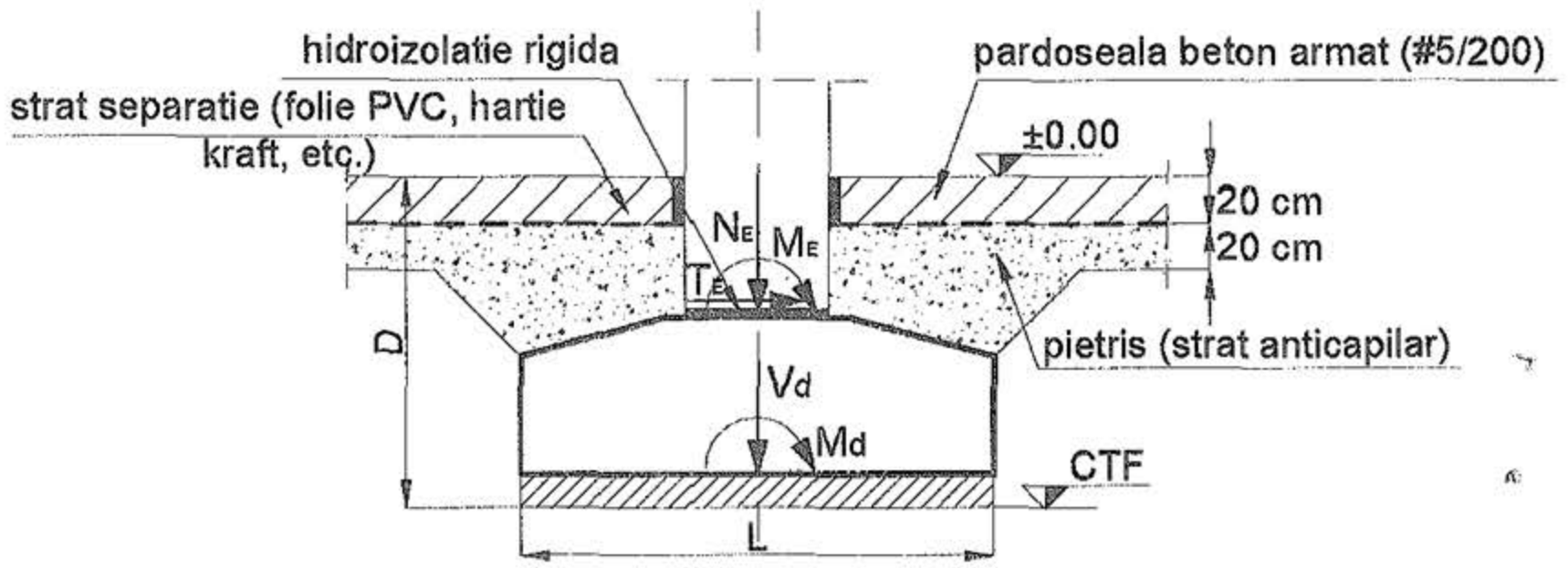


Fig. 3.6. Fundaţii de tip obelisc

În general stâlpii transmit fundaţiilor solicitări verticale, momente şi solicitări orizontale, astfel încât rezultantele sarcinilor pe teren capătă o excentricitate. Chiar la stâlpii articulaţi, fundaţia este solicitată la nivelul tălpii fundaţiei şi de un moment dat de forţa tăietoare.

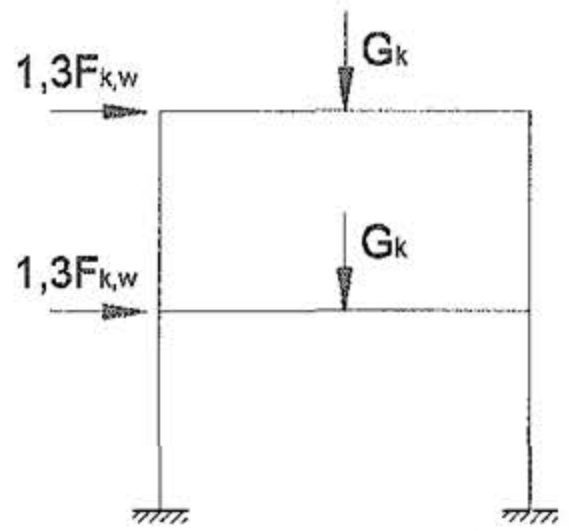
La stâlpii clădirilor obişnuite, în cadre etajate, valorile momentelor de încastrare în fundaţie şi solicitările orizontale sunt în majoritatea cazurilor reduse în raport cu solicitarea verticală: $M_E \cong (0{,}10\text{-}0{,}15)V_d$, $T_E \cong (0{,}05\text{-}0{,}08)V_d$, astfel încât fundaţiile pot fi considerate centrice.

Atâta timp cât excentricitatea solicitărilor exterioare e≤0,1L, fundaţiile pot fi considerate încărcate centric, situaţie în care forma secţiunii tălpii fundaţiei cea mai economică este pătrat, poligon sau cerc, funcţie de secţiunea transversală a stâlpului. Când excentricitatea e>0,1L, valorile presiunilor de contact diferă din ce în ce mai mult, astfel încât soluţia economică devine o suprafaţă dreptunghiulară, având raportul laturilor aproximativ egal cu a stâlpului. Această soluţie este admisă şi în cazul când excentricitatea schimbă semnul în diferite ipoteze de încărcare a construcţiei.

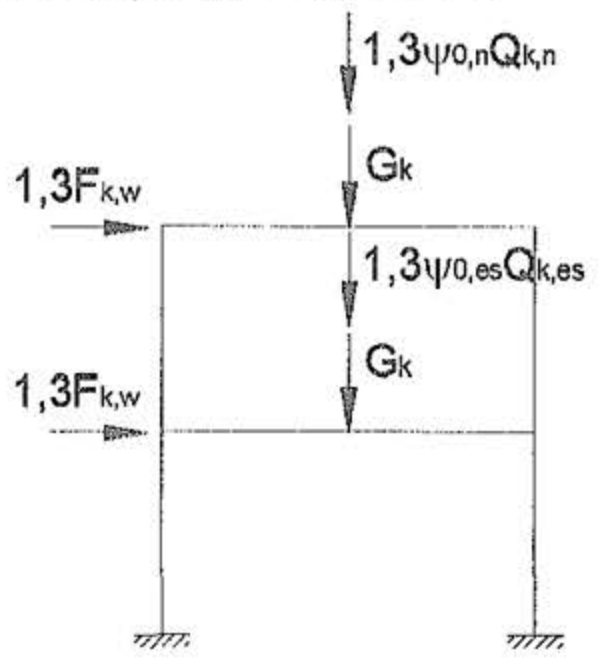
3.4.1.3. Determinarea dimensiunilor suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei

Verificarea capacității portante a terenului de fundare pentru fundații directe se face la starea limită ultimă GEO. În starea limită GEO se verifică cedarea sau deformațiile excesive ale terenului, unde rezistența pământului este semnificativă în asigurarea rezistenței (conform SR EN 1997-1, Cap. 2.4.7.).

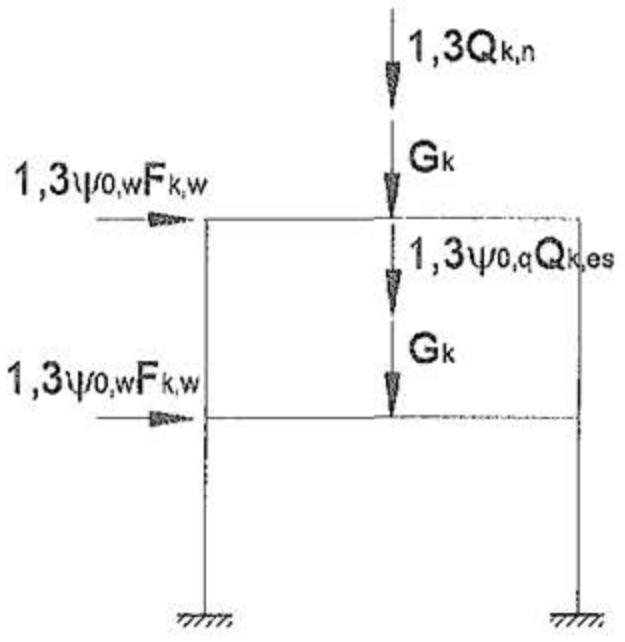
Conform SR EN 1990 valoarea de calcul a acțiunilor de la nivelul de încastrare a stâlpilor fundației se determină cu relațiile, Fig. 3.7.:



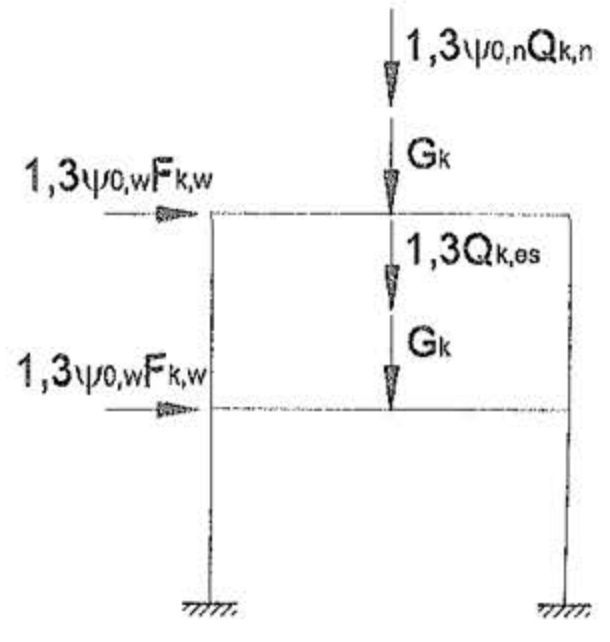
a. acțiune permanentă: vânt, acțiuni permanente favorabile



b. acțiune permanentă: vânt, acțiuni verticale nefavorabile



c. acțiune predominantă: zăpada



d. acțiune predominantă: sarcini utile

Fig. 3.7. Gruparea acțiunilor de calcul

Pentru verificarea GEO încărcările au expresiile:

a. $1,0G_k + 1,3F_{k,w}$ (3.6)

b. $1,0G_k + 1,3F_{k,w} + 1,3 \cdot 0,5Q_{k,n} + 1,3 \cdot 0,7Q_{k,es}$ (3.7)

c. $1,0G_k + 1,3Q_{k,n} + 1,3 \cdot 0,7Q_{k,es} + 1,3 \cdot 0,6F_{k,w}$ (3.8)

d. $1,0G_k + 1,3Q_{k,es} + 1,3 \cdot 0,5Q_{k,n} + 1,3 \cdot 0,6F_{k,w}$ (3.9)

Determinarea dimensiunilor suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei se face astfel încât efectul acţiunilor de proiectare care acţionează pe talpa fundaţiei să fie mai mic / cel mult egal cu rezistenţa de calcul a terenului de fundare (vezi Capitolul 2):

$$V_d \leq R_d \quad (3.10)$$

Pentru evaluarea rezistenţei de calcul a terenului de fundare în afara parametrilor geotehnici ai straturilor de pământ sunt necesare şi valorile suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei (B x L). Din acest motiv pentru verificarea condiţiei (3.10) se impune cunoaşterea unor dimensiuni estimative ale suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei. Acestea pot fi adoptate prin una din variantele:

– adoptarea unor dimensiuni, pe baza experienţei sau a unor lucrări similare,

– un calcul aproximativ, de predimensionare, bazat pe adoptarea unor valori ale presiunilor de contact presupuse (presiuni acceptabile). Pentru această fază ca presiuni acceptabile ale terenului de fundare pot fi adoptate valorile presiunilor convenţionale de bază sau presiunea plastica; date în NP 112 – 2004.

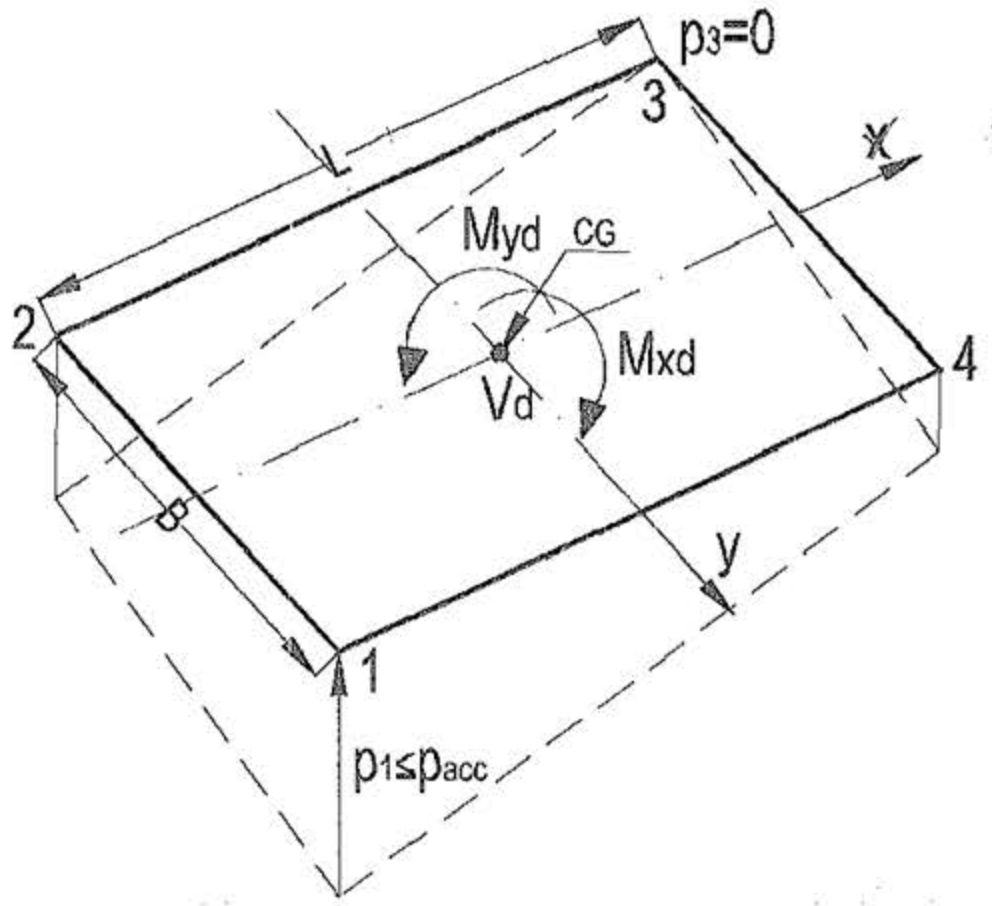


Fig. 3.8. Repartizarea presiunilor de contact pe talpa fundației

Dimensiunile minime ale suprafeţei în plan a fundaţiei pot fi evaluate şi cu relaţiile, Fig. 3.8.

$$LxB = \frac{2.\sqrt[3]{72 \cdot M_{xd} \cdot M_{yd} \cdot p_{acc} \cdot \alpha}}{\alpha \cdot p_{acc}} \tag{3.11}$$

în care p_{tr} – presiunea acceptabilă a terenului de fundare ($\overline{p}_{conv}$ sau p_{pl}),

α – coeficient egal cu 1,2 ÷ 1,4.

Pentru fundaţiile solicitate pe o singură direcţie, dimensiunile minime ale tălpii fundaţiei pot fi determinate cu relaţia:

$$B_{\min} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{m\left[\frac{\alpha}{2} \cdot p_{acc} \cdot (1+k) - \gamma_{md} \cdot D_f\right]}} \tag{3.12}$$

în care: D_f – adâncimea de fundare;

γ_{md} – greutatea volumică a pământului situat deasupra tălpii fundaţiei (20÷22kN/m^3),

m – raportul dintre laturile fundaţiei (egal cu raportul laturilor stâlpului, 1,2–1,4),

$k=p_{min}/ p_{max}$ – determinat din Tabelul 3.1 funcţie de valoarea excentricităţii (≤L/6).

Tabelul 3.1. Valorile coeficientului K

e	L/6	L/10	L/12	L/18	L/30	L/42	0
k	0	0,25	0,39	0,50	0,67	0,75	1

Sunt parcurse următoarele etape de calcul:

a. Predimensionare:

$$p_{ef} = \frac{V_d}{BxL} \le p_{acc} \tag{3.13}$$

$$p_{acc} = 0,8\overline{p}_{conv} \tag{3.14}$$

$$V_d = N_{Ed} + G_{fd} \cong 1,2N_{Ed} \tag{3.15}$$

unde: G_{fd} – greutatea de calcul a fundaţiei şi a pământului susţinut

$$G_{fd} \cong 0,15...0,20N_{Ed}$$

Se consideră o valoare redusă a presiunii acceptabile pentru terenul de fundare (0,8 $\overline{p}_{conv}$) pentru a ţine seama de efectul corecţiilor (de adâncime şi de lăţime).

$$\frac{L}{B} \cong \frac{a}{b} = 1,2 \div 1,4 = \alpha \rightarrow \frac{L}{B} = \alpha \Rightarrow L = \alpha B \qquad (3.16)$$

$$p_{ef} = \frac{1,2N_{Ed}}{\alpha B^2} \leq 0,8\overline{p}_{conv}, \text{ de unde} \qquad (3.17)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1,2N_{Ed}}{\alpha 0,8\overline{p}_{conv}}},\ L \cong \alpha B \qquad (3.17)$$

b. Verificare:

În această etapă încărcările pe fundaţie se determină cu relaţiile:

$$V_d = N_{Ed} + G_f \qquad (3.18)$$

$$G_f = B \times L \times D \times \gamma_{med} \qquad (3.19)$$

$$\gamma med = 20...22 kN/m^3 \qquad (3.20)$$

N_{Ed} – valoarea de calcul a efectului acţiunilor la baza stâlpului.

Se verifică condiţia:

$$V_d \leq R_d \qquad (3.21)$$

unde: V_d – solicitarea de proiectare verticală asupra terenului de fundare, calculată conform paragrafului 3.4.1.3,

R_d – capacitatea portantă de proiectare a terenului de fundare, calculată conform paragrafului 2.2.2.

Este importantă și verificarea condiției privind excentricitatea maximă admisă (inclusiv excentricitatea adițională).

În general, stabilirea dimensiunilor bazei fundației se face pentru cazurile de proiectare 1 și 3.

3.4.1.4. Determinarea înălţimii fundaţiei

Determinarea înălțimii fundației se face plecând de la mai multe condiții:

- Condiţii constructive, Fig. 3.9.

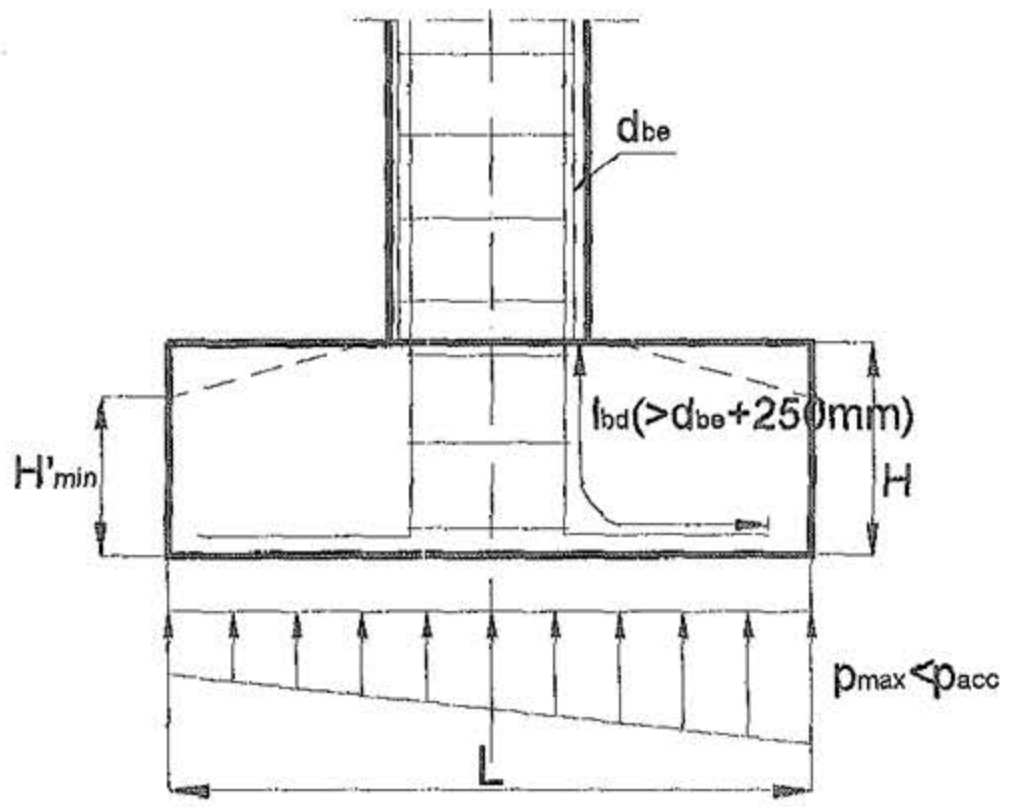


Fig. 3.9. Determinarea înălţimii fundaţiei

Se impun următoarele condiţii constructive:

$$H_{\min} = 300mm\,,\; H'_{\min} = 250mm\,,\; H'_{\min} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot H$$

– Asigurarea rigidităţii fundaţiei

Normativul NP 112 – 2004 prevedea condiţii privind asigurarea rigidităţii fundaţiei ca elemente de beton armat, Tabelul 3.2.

Tabelul 3.2. Valorile raportului (H/L) minim

Presiunea efectivă maximă pe teren (kPa)	H/L minim pentru care nu este necesară verificarea la forţă tăietoare a fundaţiei		H/L minim pentru care nu se verifică rigiditatea fundaţiei
	Beton C8/10	Beton C12/15*	
1	2	3	4
100	0.22	0.20	0.25
150	0.25	0.23	0.26
200	0.27	0.26	0.27
250	0.29	0.27	0.28
300	0.30	0.29	0.29
400	0.32	0.30	0.33
600	0.39	0.35	0.35

* pentru betoane de clasă superioară se utilizează valorile date în Tabelul 3.2. pentru clasa C12/15.

În noua redactare a normativului (NP 112 – 2012), înălţimea fundaţiei (H) se stabileşte în funcţie de următoarele condiţii:

a. Asigurarea rigidităţii fundaţiei de beton armat, dacă se respectă condiţia $\frac{H}{L} \geq 0{,}30$, unde H este înălţimea maximă a fundaţiei şi L este dimensiunea cea mai mare în plan, se admite ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe teren.

b. Verificarea la forţă tăietoare fără să fie necesară armătura transversală. Se recomandă ca înălţimea maximă H să fie luată astfel încât să se respecte condiţia:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot H \qquad (3.22)$$

unde:

V_{Ed} - este forţa tăietoare maximă,

$V_{Rd,c}$ - este capacitatea betonului simplu la forţa tăietoare.

Condiţia asigură faptul că secţiunea de beton poate prelua forţa tăietoare nefiind necesare armături transversale. În această relaţie:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \qquad (3.23)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{B \cdot d} \leq 0.02 \qquad (3.24)$$

unde:

B - este dimensiunea fundaţiei pe direcţia perpendiculară lungimii L;

d - este înălţimea utilă a secţiunii: $d = H - a$,

A_{sl} - este aria armăturilor întinse care se prelungesc cu o lungime $l \geq l_{bd} + d$ ($l_{bd} = 50\, d_{be}$).

Se va respecta condiţia:

$$V_{Rd,c} \geq v_{\min} \cdot B \cdot H = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot B \cdot H \qquad (3.25)$$

c. Verificarea la străpungere.

În afara celor două verificări (Tabelul 3.2.) se impune şi verificarea la străpungere a fundaţiei sub influenţa unei încărcări aplicate unei arii relativ mici (A), Fig. 3.10.

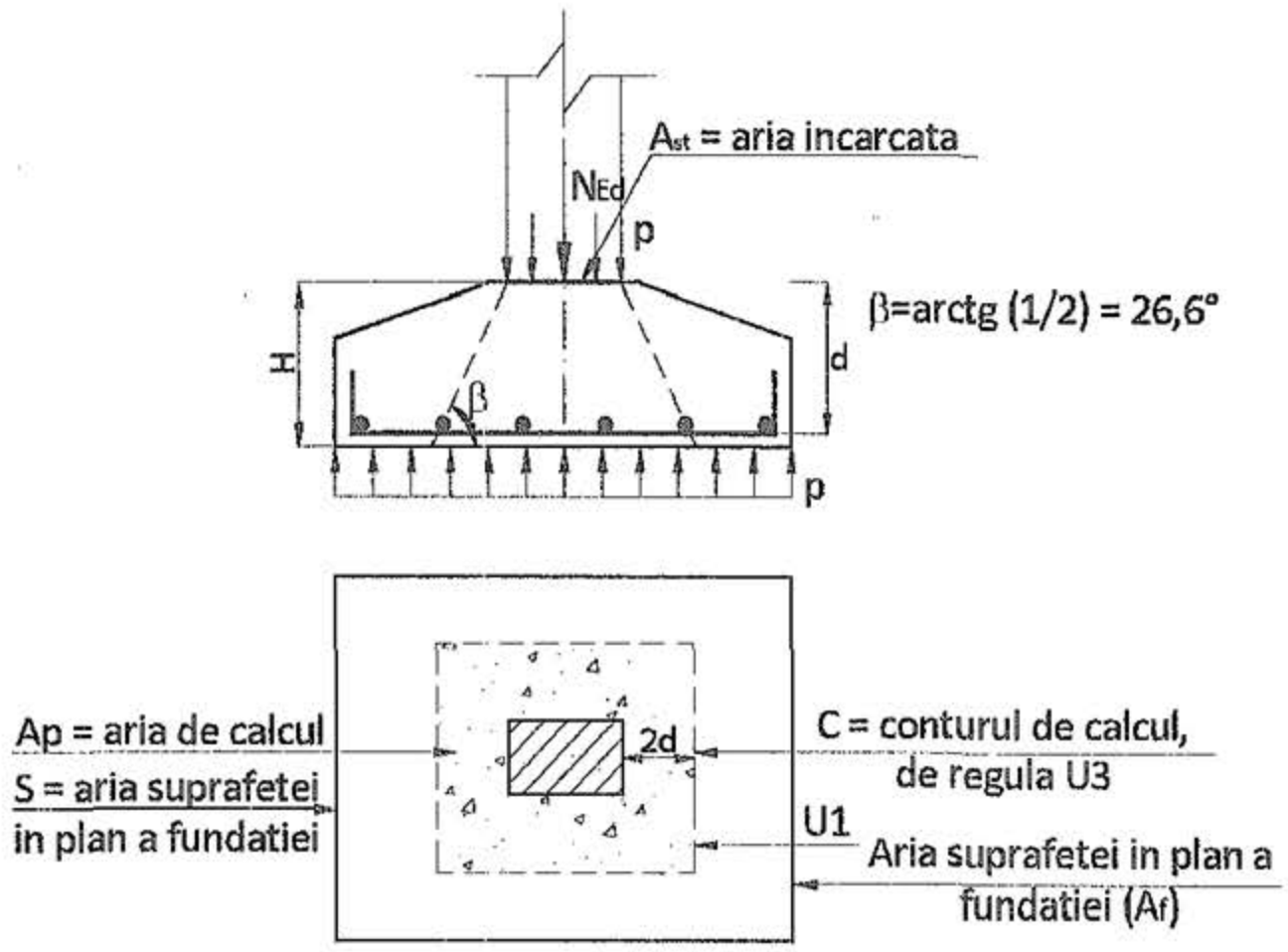


Fig. 3.10. Verificarea la străpungere a fundaţiei

Verificarea la străpungere se face în lungul unor perimetre de control (U_1, U_2 şi U_3). Perimetrul de control de bază (U_3) se consideră la distanţa 2d faţa de aria de bază (stâlp). În cazul în care acesta este în afara bazei fundaţiei, se aleg două perimetre în interiorul fundaţiei la distanţe de: 1,5d şi d, faţa de aria încărcată (suprafaţa stâlpului A_{st}). Aceste suprafeţe se aleg conform Fig. 3.11.

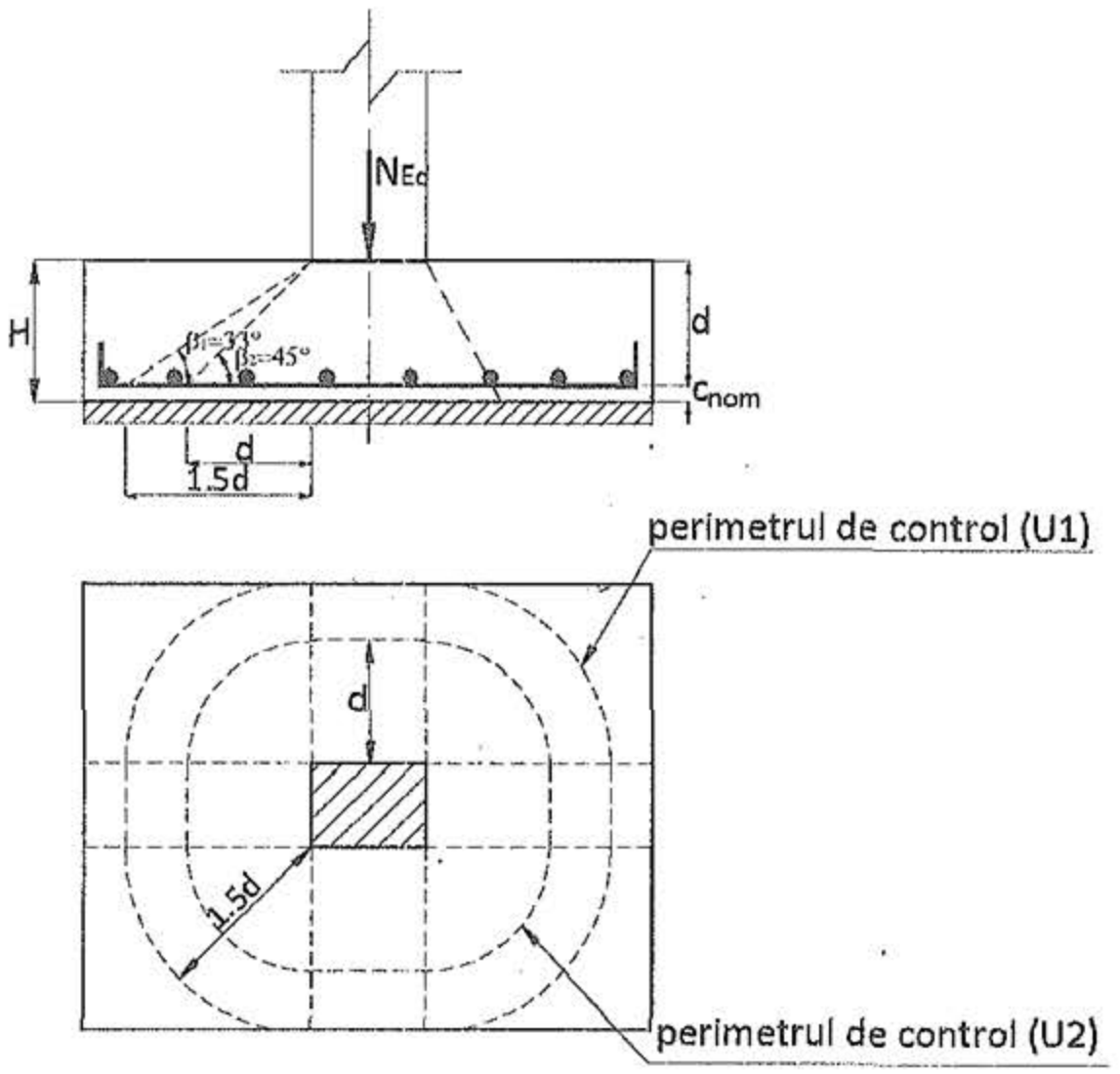


Fig. 3.11. Stabilirea conturului de calcul

Metoda de calcul se bazează pe verificarea efortului de forfecare pe conturul de calcul de referinţă U1 (sau U_2, U_3). Verificarea se face cu relaţia (6.4.3) dată de SR EN 1992-1-1:2004, cap 6.4.3 (Kiss, 2008)

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \tag{3.26}$$

unde:

v_{Ed} – efort unitar maxim din efectul de străpungere,

$v_{Rd,c}$ – valoarea de calcul a rezistenţei la străpungere a unei dale fără armătură de străpungere.

Verificarea la străpungere trebuie să ţină seama şi de efectul presiunilor de contact de pe talpa fundaţiei. Valoarea efortului unitar de străpungere se calculează cu relaţia:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}^{'}\beta}{U_i \cdot d} \tag{3.27}$$

în care: $N'_{Ed} = N_{Ed} - pA_p$,

$$p = \frac{N_{Ed}}{A_f},$$

A_f – aria suprafeței în plan a tălpii fundației,

$\beta = 1.15$, (conform SR EN 1992, Fig. 6.21.11) – stâlp interior

U_i – perimetrul conturului de calcul considerat.

Norma germana DIN 1045-1 admite numai o reducere de 50% din valoarea lui p pe cele două direcții, dacă unghiul β este mai mic de 45^0, Fig. 3.12.

$$N_{Ed}^{'} = N_{Ed} - 0,5p \cdot A_f \tag{3.28}$$

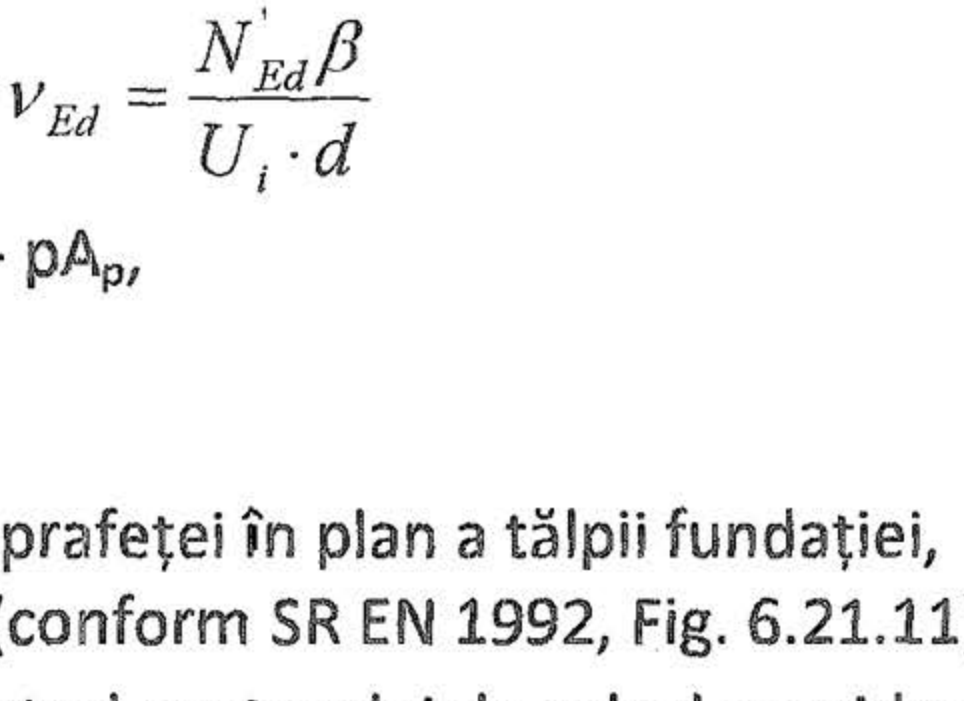


Fig. 3.12. Luarea în considerare a influenţei rezistenţei terenului (p)

Dacă placa are înălțime variabilă (fundaţie tip obelisc), înălțimea d se măsoară la perimetrul ariei încărcate, Fig. 3.13.

Valoarea lui d se determină ca medie a valorilor lui d pe cele două direcții, Fig. 3.13.

$$d_x = H - c_{nom} - \frac{\phi}{2};\ d_y = H - c_{nom} - \phi - \frac{\phi}{2};\ d = \frac{d_x + d_y}{2} \qquad (3.29)$$

Valoarea rezistenţei la străpungere ($v_{Rd,c}$) se calculează conform SR EN 1992-1-1-2004 (Cap. 6.4.3.). Valoarea $v_{Rd,c}$ se poate determina și din Tabelul 3.3 (Bond, 2006)

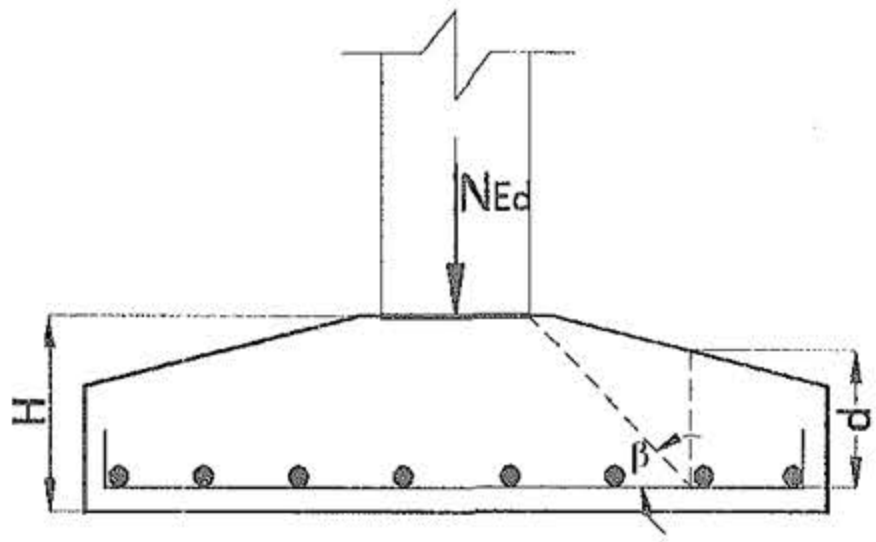


Fig. 3.13. Determinarea lui d la plăci cu înălțime variabilă

Dacă, condiţia (3.26) este îndeplinită, nu sunt necesare armături de străpungere. În cazul în care condiţia nu este îndeplinită se prevăd armături pentru forţa tăietoare, verificarea făcându-se după relaţia:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \qquad (3.30)$$

unde: $V_{Rd,cs} = V_{Rd,\max}$ se calculează conform SR EN 1992-1-1-2004, (cap. 6.4.3).

Tabelul 3.3. Rezistenţa la străpungere a elementelor fără armare, $v_{Rd,c}$ (MPa)

$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d}$	Înălţimea efectivă, d[mm]							
	300	400	500	600	700	800	900	1000[a]
0,25%	0,47	0,43	0,40	0,38	0,36	0,35	0,35	0,34
0,50%	0,54	0,51	0,48	0,47	0,45	0,44	0,44	0,43
0,75%	0,62	0,58	0,55	0,53	0,52	0,51	0,50	0,49
1,00%	0,68	0,64	0,61	0,59	0,57	0,56	0,55	0,54
1,25%	0,73	0,69	0,66	0,63	0,62	0,60	0,59	0,58
1,50%	0,78	0,73	0,70	0,67	0,65	0,64	0,63	0,62
1,75%	0,82	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,66	0,65
≥2,00%	0,85	0,80	0,77	0,74	0,72	0,70	0,69	0,68
k	1,816	1,707	1,632	1,577	1,535	1,500	1,471	1,477

[a] pentru înălţimi mai mari decât 1000 se calculează $v_{Rd,c}$ direct.

În general se recomandă pentru fundaţii satisfacerea relaţiei (3.26), fără prevederea unor armături înclinate.

Condiţiile de la punctele b. şi c. constituie o recomandare. În cazul în care se alege o înălţime H ce nu respecta aceste condiţii, fundaţia va fi prevăzută cu armătură corespunzătoare.

Se impune condiţia posibilităţii realizării lungimii de ancoraj a armăturii din stâlp: H' ≥ 15ø, în care ø – diametrul armăturii de rezistenţă de la partea inferioară a stâlpului.

3.4.1.5. Armătura fundaţiei

Pentru preluarea solicitărilor la care este supusă, fundaţia tip talpă are următoarele armături:

a. Armătura de rezistenţă, dispusă la talpa fundaţiei, ca o reţea de bare paralele cu laturile fundaţiei, Fig. 3.14.

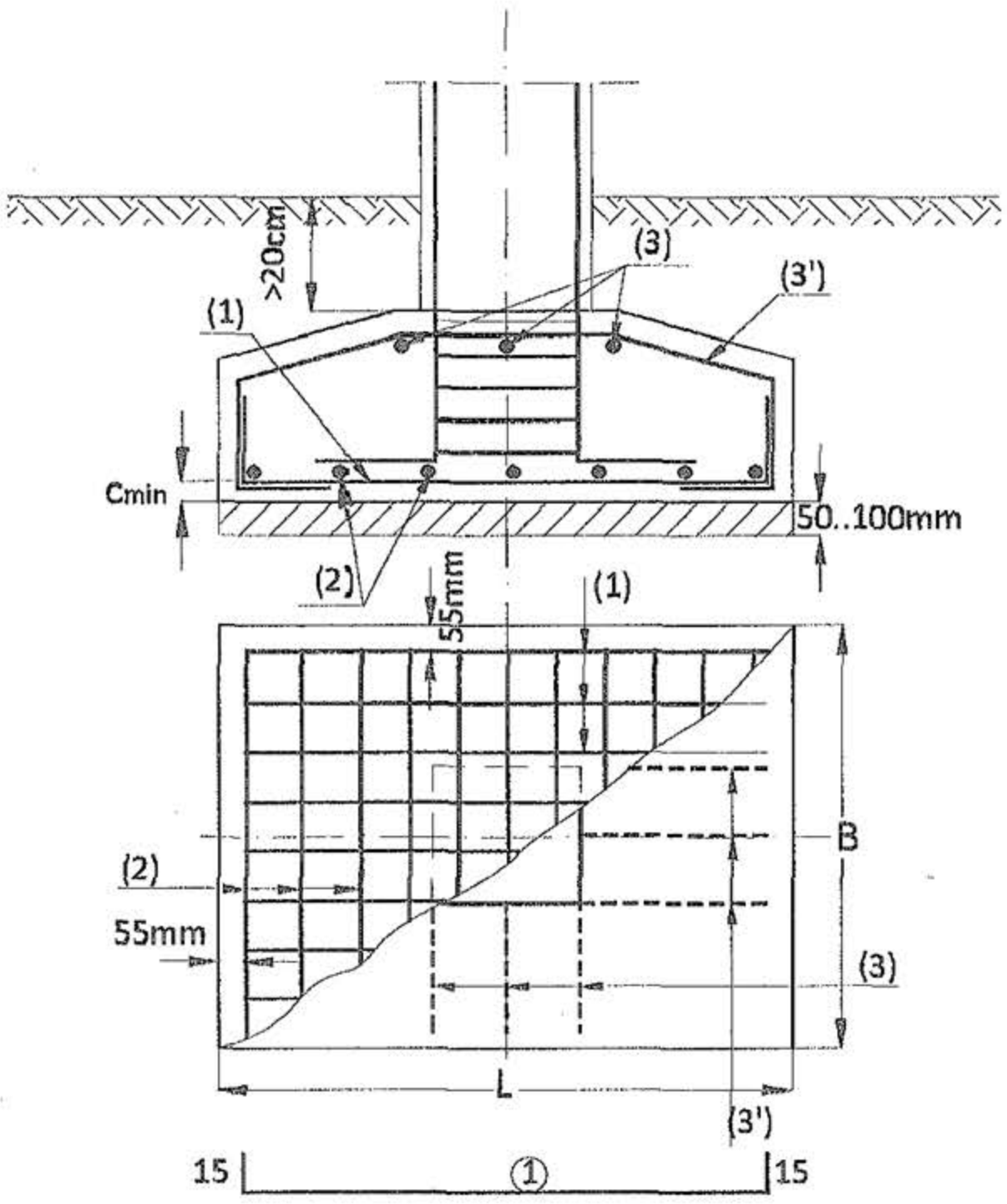


Fig. 3.14. Armarea fundaţiilor tip talpă de beton armat

Armătura rezultă din calculul la moment încovoietor în secţiunea de la faţa stâlpului. Se recomandă îndeplinirea următoarelor condiţii:

- diametrul minim al armăturilor: 12mm,
- distanţa maximă între armături: 250mm,

– distanţa minimă între armături: 100mm,
– procentul minim de armare pe fiecare direcţie este 0,10%.

În cazul în care armătura de rezistenţă se dispune pe două rânduri de bare paralele, între rânduri se recomandă adoptarea unei valori mai mari sau egală cu valoarea maximă dintre diametrul barei, d_g+5mm sau 20mm, (d_g – dimensiunea celui mai mare agregat).

În cazul în care talpa fundației este poligonală, armarea de la partea inferioară a fundației se va dispune conform Fig. 3.15.

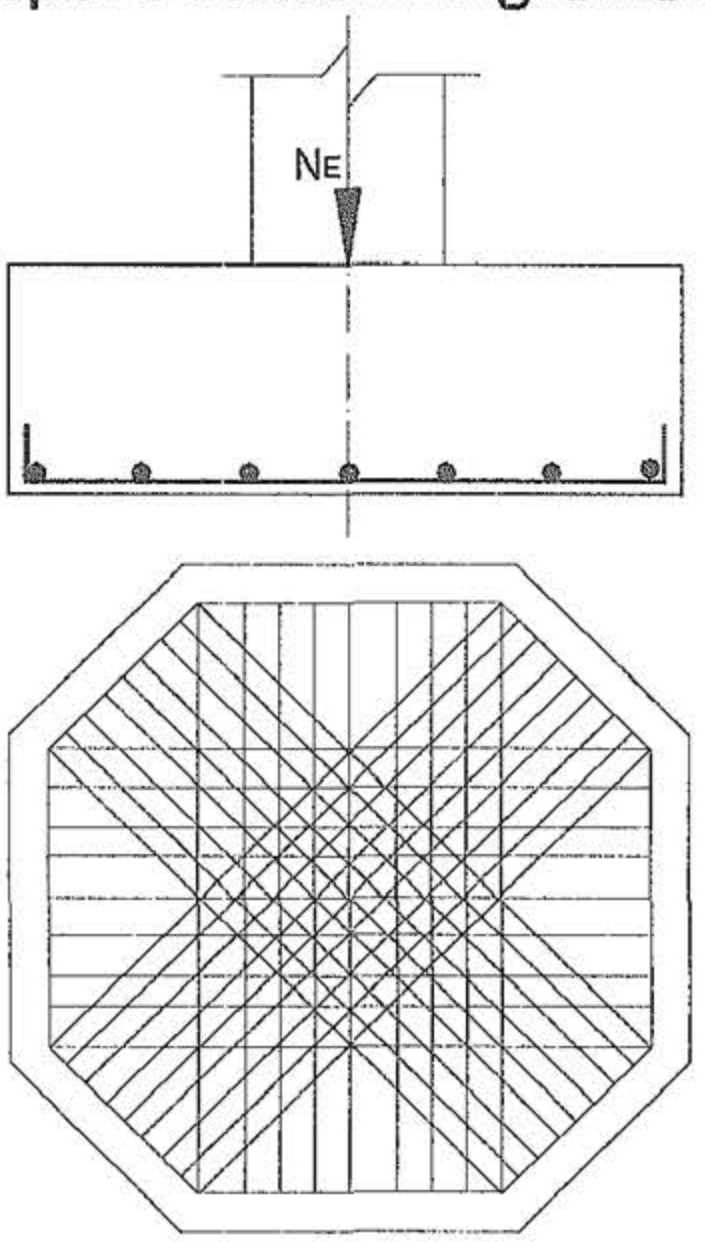


Fig. 3.15. Armarea tălpilor poligonale

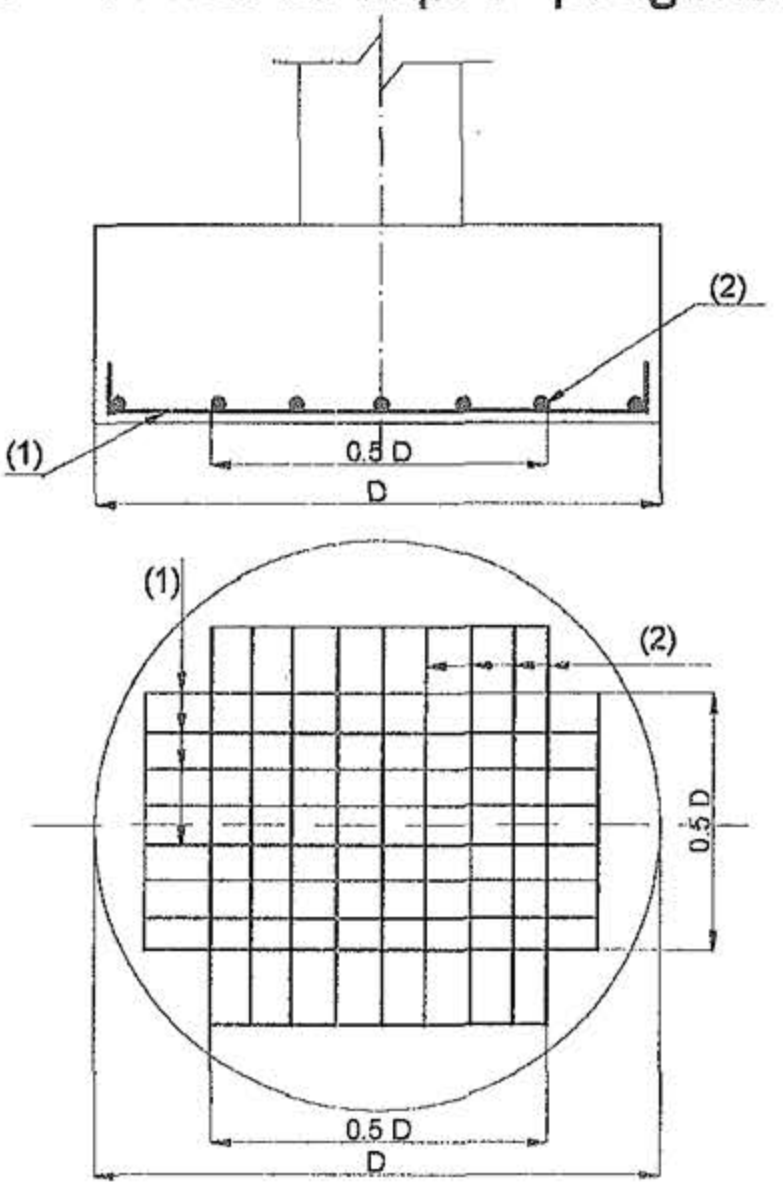


Fig. 3.16. Dispunerea armăturii de rezistenţă la talpa fundaţiei circulare

Armăturile de la talpa fundaţiilor circulare pot fi dispuse ortogonal sau concentrate la mijlocul fundaţiei, pe o latură de 50%±10% din diametrul acesteia, Fig. 3.16. Părţile nearmate ale elementelor sunt considerate în calcul ca şi elemente de beton simplu.

Stratul de acoperire cu beton minim: c_{min}, trebuie să îndeplinească condiţiile impuse de normativul SR EN 1992-1: 2004, 4.4.1.2. Acesta trebuie să asigure: buna transmitere a forţelor de aderenţă şi / sau protecţia armăturilor împotriva coroziunii (durabilitate). Valorile acoperirii minime c_{min} se dau în Tabelul 4.4 - SR EN 1992 şi ele sunt funcţie de: clasa structurală şi clasa de expunere.

Pentru majoritatea fundaţiilor (în afara celor în contact cu ape şi soluri agresive) valoarea c_{min}=35mm. Aceste valori se adoptă în cazul unui beton turnat în contact cu un teren care a fost pregătit (cu beton de egalizare). În cazul unui beton turnat pe pământ cu suprafaţă orizontală neregulată, acoperirea minimă se consideră c_{min}=40mm. În cazul în care nu avem beton de egalizare, valoarea minimă a acoperirii cu beton se consideră c_{min}=70mm. Pentru betonul care intră în contact cu suprafaţa neregulată, acoperirea se va mari prin adoptarea unor toleranţe admisibile mai mari, care să ţină seama de toleranţele admise la poziţionarea armăturii. Creşterea este în funcţie de mărimea neregularităţilor, dar acoperirea cu beton trebuie sa fie de cel puţin:

- 40 mm – pentru betonul turnat pe suprafeţe pregătite (beton de egalizare);
- 75 mm – pentru turnarea betonului direct pe pământ (fundaţie).

b. Armătura de la partea superioară, realizată din bare (3-4) dispuse la partea superioară, Fig. 3.14. În cazul în care fundaţia nu are desprindere de la teren, această armătură este constructivă şi se prevede pe fiecare direcţie principală cu minim 3 bare cu diametrul minim de 12mm. Aceste bare se dispun la distanţa maximă între armături de 500mm.

La fundaţiile la care nu întreaga suprafaţă a tălpii este activă, Fig. 3.17. armătura de la partea superioară rezultă din calculul la încovoiere. Dimensionarea armăturii se face în secţiunea de consolă cea mai solicitată. Se aplică aceleaşi condiţii constructive ca la armătura de rezistenţă (a).

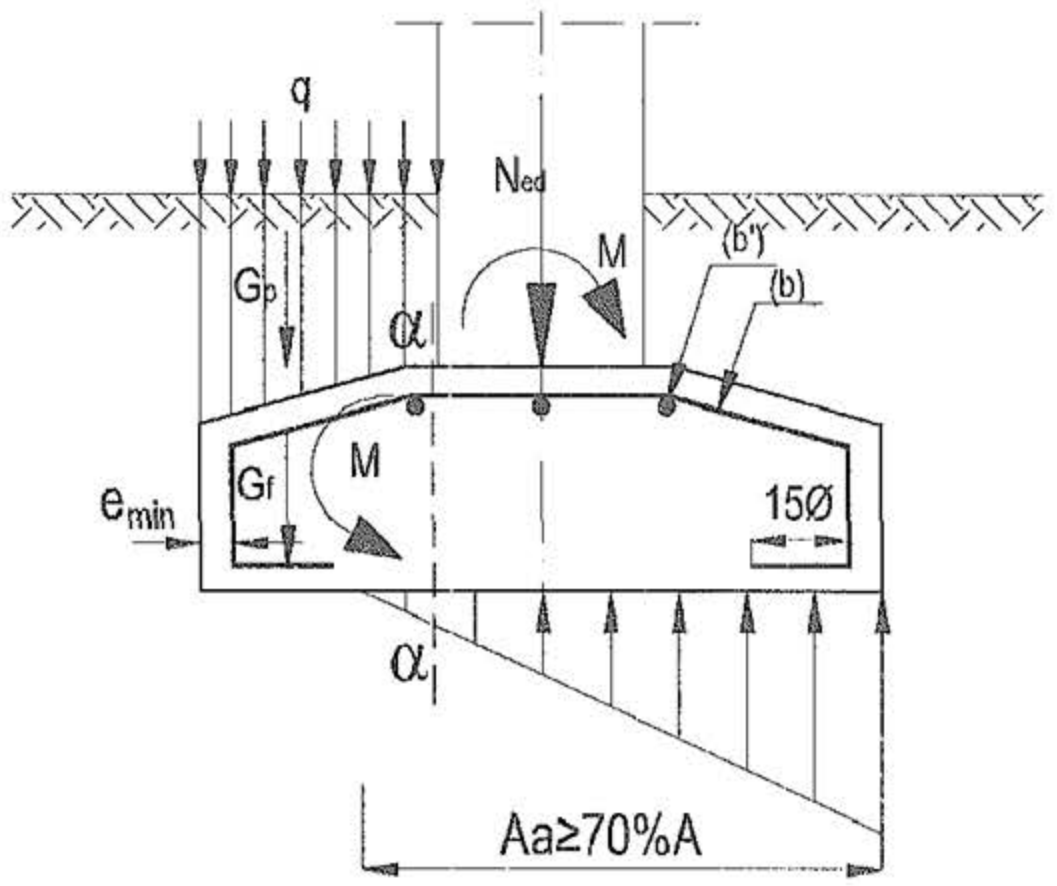


Fig. 3.17. Armătura de rezistenţă la partea superioară a fundaţiei

c. Armătura transversală pentru preluarea forţelor tăietoare, Fig. 3.18.

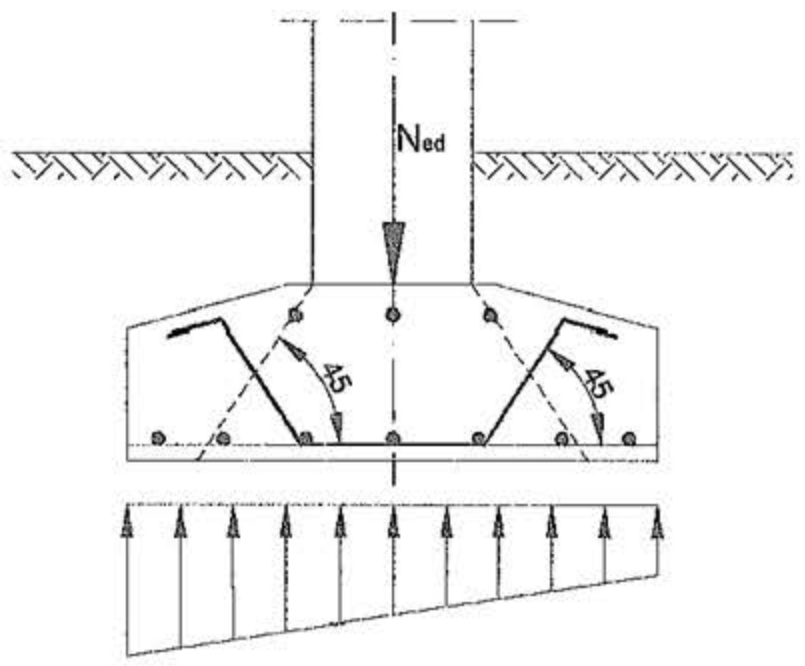


Fig. 3.18. Armătura transversală

Ea nu mai este necesară dacă sunt îndeplinite condiţiile din Tabelul 3.2. coloanele 1 şi 2. În general se recomandă îndeplinirea condiţiilor date de Tabelul 3.2. În cazul în care aceste condiţii nu pot fi îndeplinite, verificarea la forţă tăietoare se face în conformitate cu recomandările SR EN 1992 – 1 / 2004.

d. Armătura pentru stâlpi, Fig. 3.19.

Se dispun ca bare independente (mustăţi), pentru conectarea fundaţiei cu stâlpul de beton armat. Aceasta rezultă în urma dimensionării/ verificării stâlpului, având acelaşi număr de bare, aceleaşi diametre şi poziţie cu armătura din stâlp la secţiunea de legătură cu fundaţia. Pe înălţimea fundaţiei se vor dispune etrieri la distanţă de maxim 250 mm şi în cel puţin 3 secţiuni. În zona de înnădire a armăturilor stâlpului de mustăţile fundaţiei se dispun etrieri mai deşi (≤100 mm).

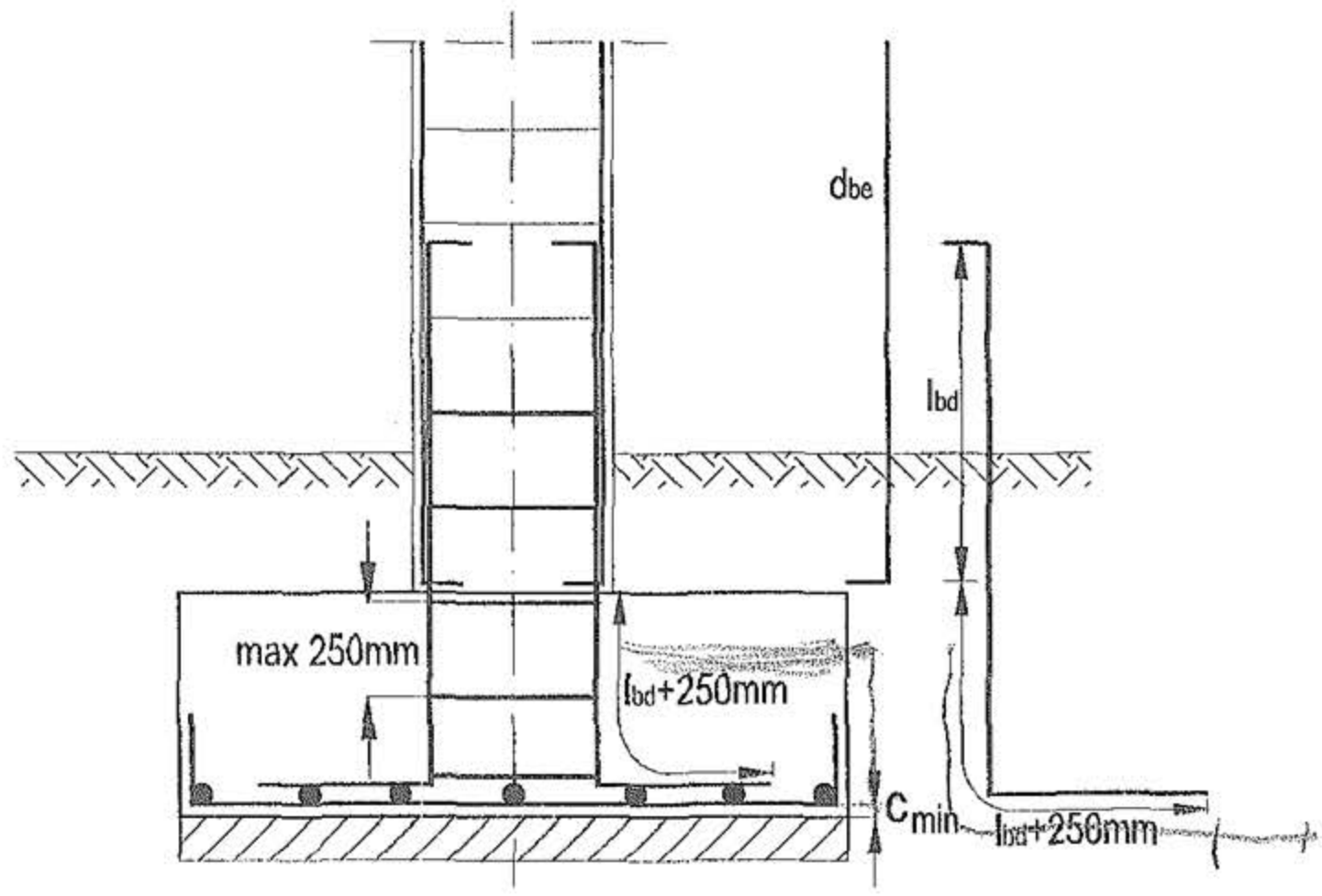


Fig. 3.19. Armătura de legătură cu stâlpul

Dacă stâlpii sunt participanţi la structuri în zone seismice, la nivelul de bază, situat deasupra fundaţiei sau a pereţilor structurali ai subsolului, se va evita înnădirea armăturilor.

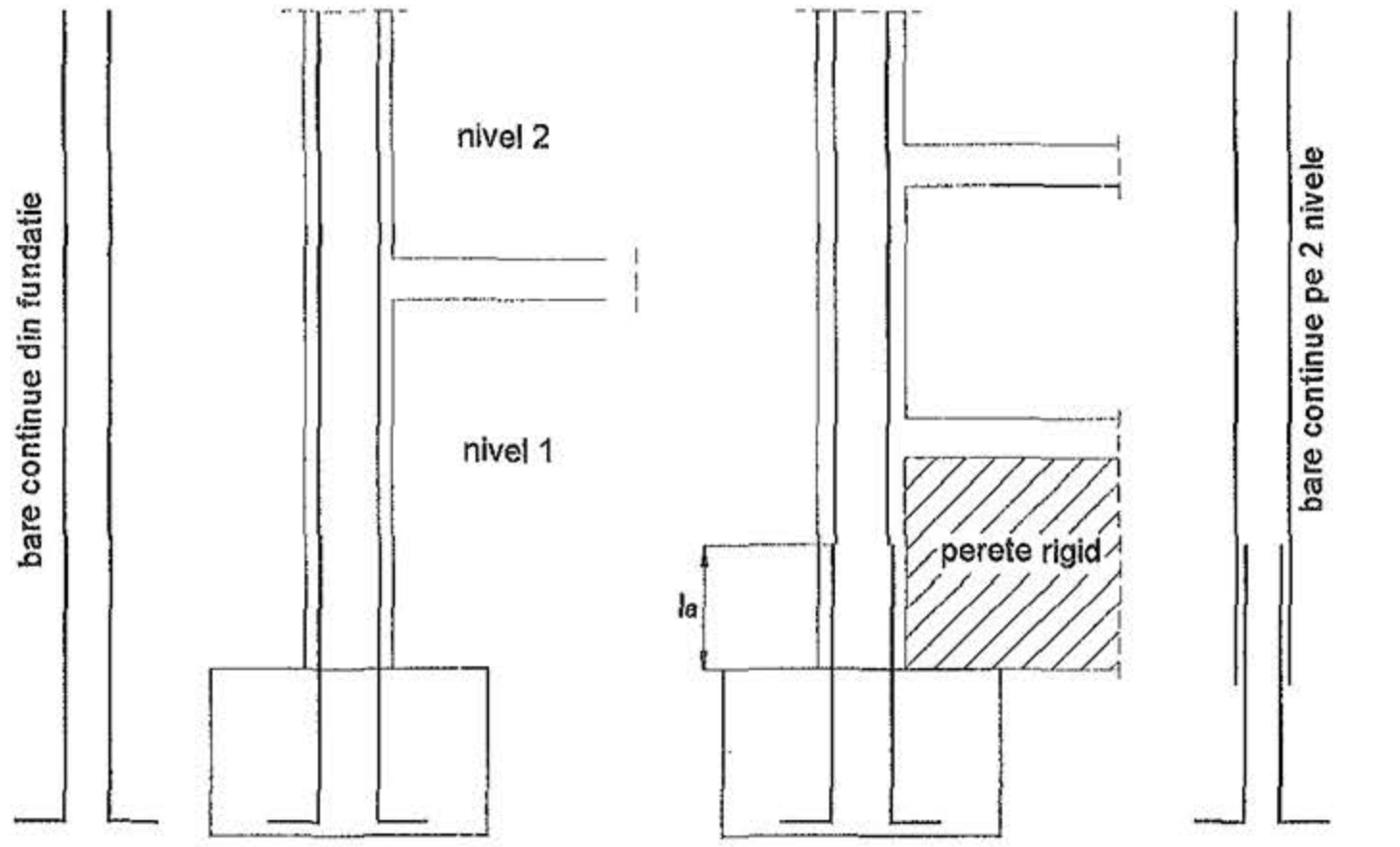
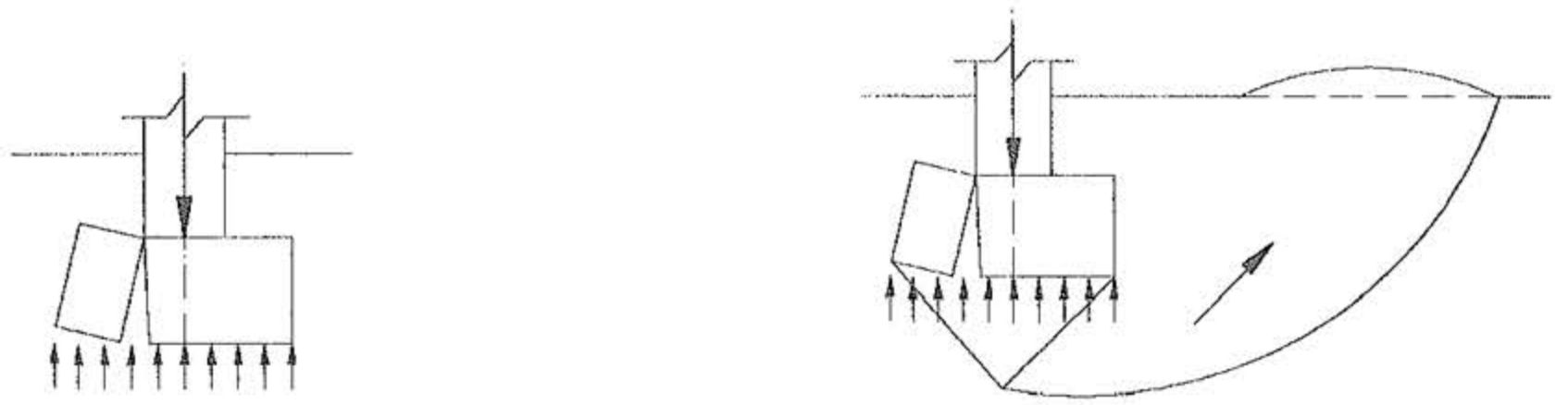


Fig. 3.20. Înnădirea barelor longitudinale ale stâlpilor

Barele se duc continuu pe înălţimea primului nivel, Fig. 3.20.a. În cazul structurilor cu subsol de tip cutie rigidă sunt permise mustăți din fundaţie, Fig. 3.20.b.

3.4.1.5.1. Calculul momentelor încovoietoare în fundaţie

Verificarea elementelor structurale de beton se face la starea limită ultimă STR, Fig. 3.21.



a. Cedare în structură b. Cedare în structură și teren

Fig. 3.21. Starea limită de cedare STR

În starea limită ultimă STR se verifică cedarea internă sau deformațiile în structură și în materialul structural unde rezistența structurală a materialelor este semnificativă în asigurarea rezistenței generale (SR EN 1997 – 1, Cap 2.4.7.).

Conform SR EN 1997 – 1, coeficienții parțiali de siguranță ai acțiunilor (γ_F) sunt identici pentru starea limită GEO și STR. Apariția celor două stări limită se verifică concomitent, pentru fiecare caz de proiectare. Se recomandă ca verificările GEO și STR să se facă pentru cazurile de proiectare 1 și 3.

Deoarece tălpile de beton armat (ca şi cuzinetul), au o înălţime mică, în general H/L <1, ele se depărtează de forma de bloc şi se apropie mai mult de placa încovoiată. Într-un calcul riguros, acestea se consideră ca placă rezemată pe mediu deformabil, având o distribuţie neuniformă a reacţiunilor de contact, Fig. 3.22:

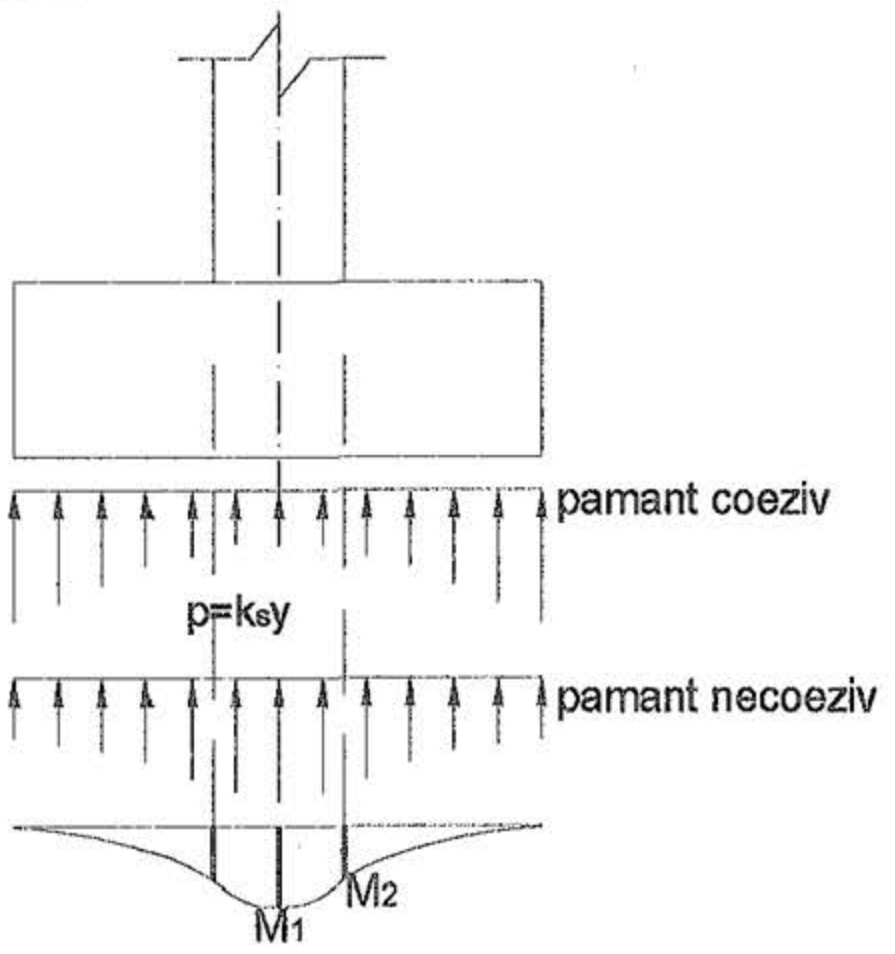


Fig. 3.22. Distribuţia presiunilor pe talpa fundaţiei

$$p=k_s.y \qquad (3.27)$$

unde: y – este deformaţia pe verticală a terenului, egală cu deplasarea tălpii fundaţiei.

În general, ipoteza distribuţiei uniforme a reacţiunilor terenului este corectă pentru dimensionarea fundaţiilor, neexistând diferenţe mari între valoarea momentelor calculate pentru placa pe mediu elastic şi placa simplă.

Încercările experimentale au arătat că momentele încovoietoare sunt mai mari pe fâşiile de talpă formate de prelungirile laturilor stâlpului şi mai mici spre colţurile tălpii. Ar însemna că o distribuţie raţională a armăturii este o distribuţie neuniformă, concentrându-se mai multe bare pe fâşiile de sub talpă Fig. 3.23.

Pentru calculul momentelor încovoietoare în fundaţie au fost adoptate mai multe ipoteze de calcul.

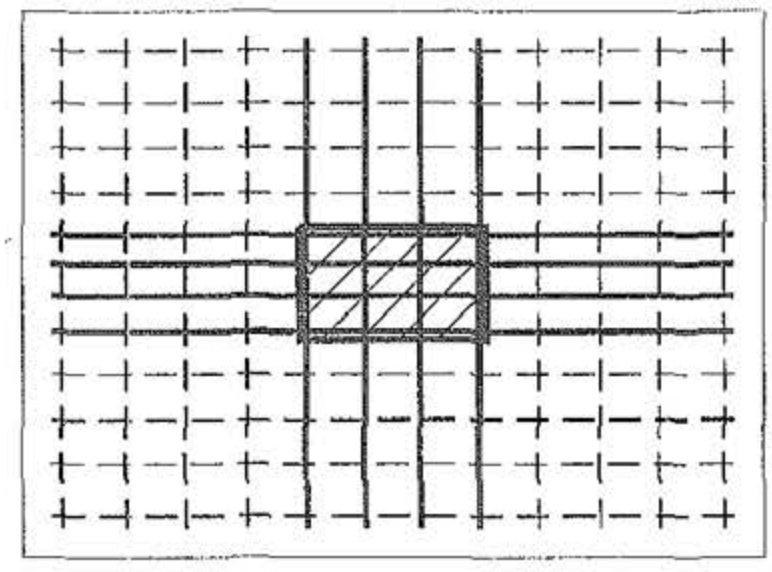


Fig. 3.23. Distribuţie neuniformă a armăturii pe talpa fundaţiei

<u>Ipoteza 1</u>. Se consideră placa fundaţiei încovoiată faţă de secţiunea situată la faţa stâlpului şi solicitată de jos în sus de reacţiunile care apar pe talpa fundaţiei din solicitările exterioare. Plecând de la această ipoteză există două moduri de evaluare a momentelor încovoietoare în fundaţii.

O primă variantă consideră încărcată talpa fundaţiei cu reacţiunile terenului pe întreaga suprafaţă a tălpii fundaţiei din dreapta secţiunii de calcul a momentului Fig. 3.24.

În această variantă la evaluarea momentului încovoietor faţă de secţiunile 1 şi 2 suprafeţele dreptunghiulare cu laturile l_x şi l_y situate în colţurile fundaţiei sunt încărcate de două ori. Deoarece momentele sunt evaluate faţă de secţiunea de calcul din marginea stâlpului, distribuţia armăturilor pentru preluarea momentelor încovoietoare se consideră uniformă pe întreaga lungime a laturii. Totuşi trebuie să luăm în considerare că datorită rigidităţii stâlpului, partea cea mai încărcată din momentul încovoietor se concentrează în zona centrală a fundaţiei, părţile laterale preluând o valoare mai mică a momentului încovoietor. Ar însemna că şi armătura calculată să se distribuie cu o contribuţie mai mare pe zona centrală.

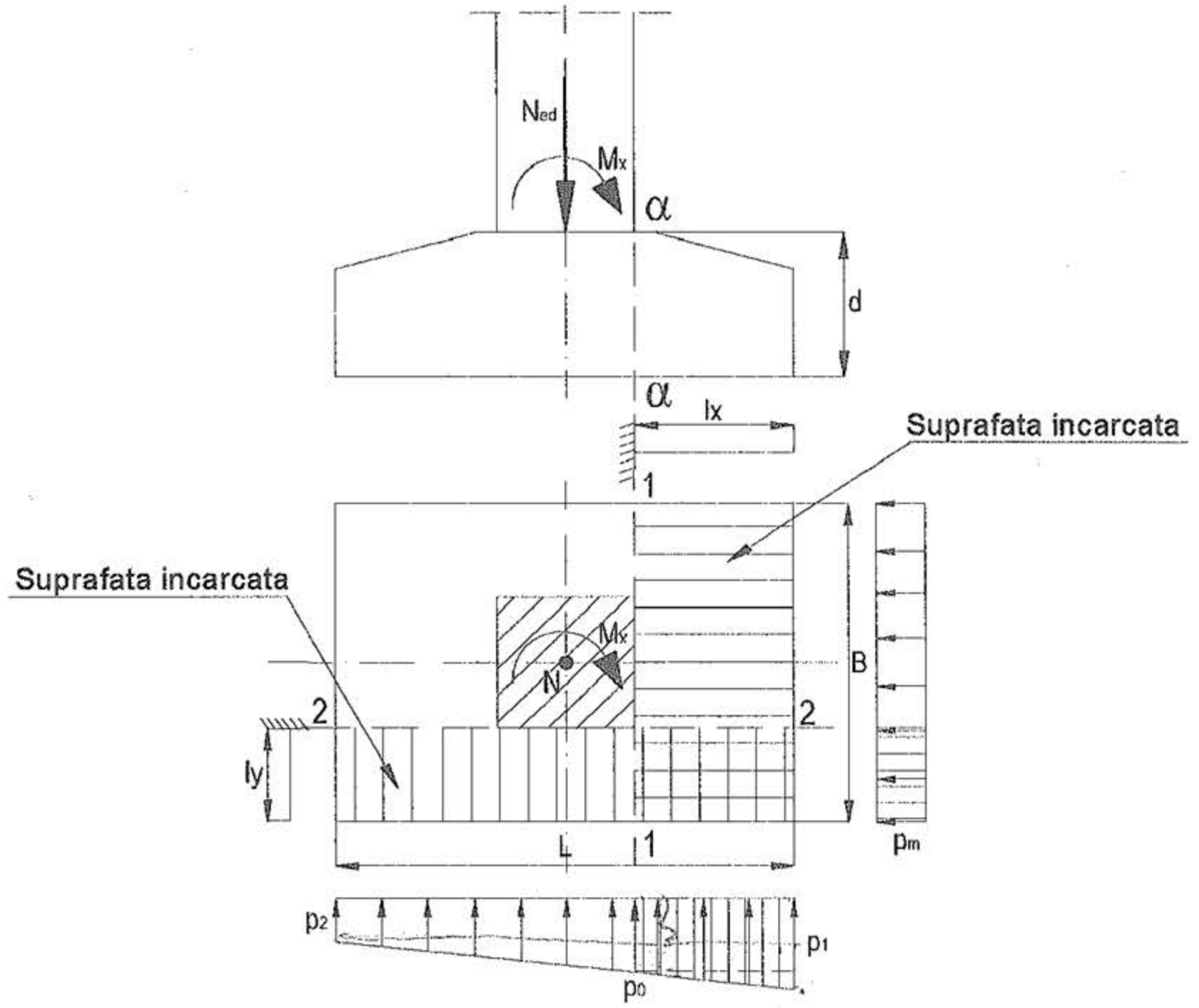


Fig. 3.24. Calculul momentelor încovoietoare – varianta 1

Normativul românesc NP 112 – 2004 prevede o distribuţie uniformă a armăturii calculată pe întreaga lungime a laturilor fundaţiei. Această variantă de calcul a momentelor încovoietoare este cunoscută şi sub denumirea de *"metoda dreptunghiului"*, ea fiind considerată o metodă acoperitoare.

Calculul simplificat al momentelor încovoietoare pe talpa fundaţiei se face cu relaţiile, Fig. 3.25.:

$$M_x = B\left[p_0 \frac{l_y^2}{2} + (p_1 - p_0)\frac{l_x^2}{3} \right] \tag{3.32}$$

$$M_y = L \cdot p_{med} \frac{l_y^2}{2} \tag{3.33}$$

în care: $p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2}$ (3.34)

În cazul în care avem momente încovoietoare pe două direcţii, p_1 va deveni $p_{max,max}$, Fig. 3.25.

Restul calculului se conduce analog cazului în care avem moment încovoietor pe o singură direcţie. Valoarea $p_{max,max}$ se determină cu relaţia (3.35), ea având semnificaţia de presiune maximă pe teren.

$$p_{\max,\max} = \frac{N_{Ed}}{A_f} + \frac{M_x}{W_{xf}} + \frac{M_y}{W_{yf}} \tag{3.35}$$

Dacă aria activă este mai mica de 80%, în relaţiile (3.32) şi (3.33), p se înlocuieşte cu valoarea p_1.

Cu valoarea momentelor încovoietoare calculate în secțiunile caracteristice 1 / 2, se trece la calculul ariei de armătură după cele două direcții paralele cu laturile tălpii fundației. Calculul armăturii se va face în conformitate cu recomandările din SR EN 1992-1-1, Capitolul 6.

Pentru fundații se consideră clasa de expunere XC2 (obișnuit) sau XA (pământuri / ape agresive chimic) pentru care clasa minimă de beton este C25/30. Armarea fundației se va face cu oțel de clasa S500/PC 52.

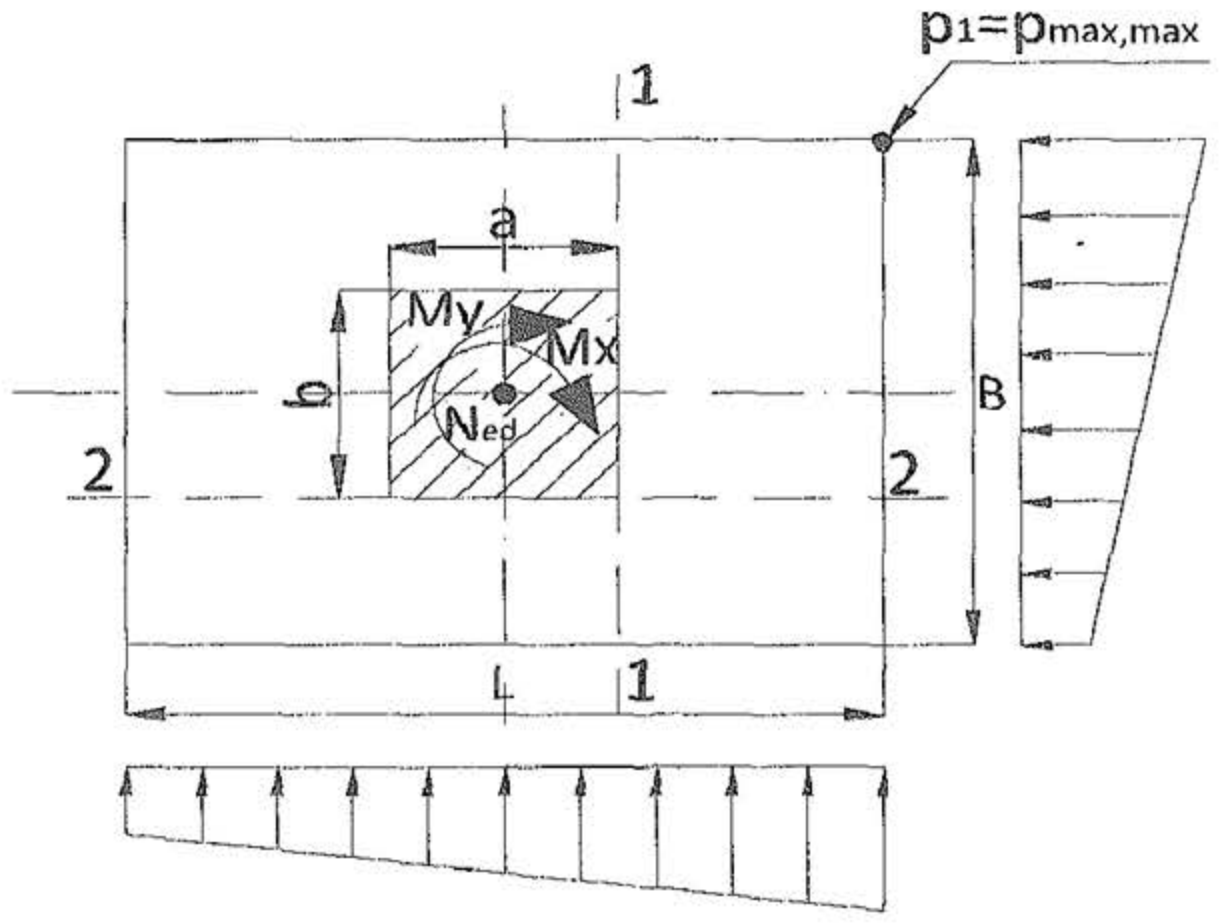


Fig. 3.25.

Etapele de calcul ale ariei de armătură sunt:

a. Alegerea valorii minime a acoperirii cu beton: $c_{nom} \geq 50mm$,

b. Calcularea înălțimii utile a secțiunii transversale pe cele două direcții:

$$d_x = H - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \tag{3.36}$$

$$d_y = H - c_{nom} - \phi - \frac{\phi}{2} \tag{3.37}$$

c. Calcularea valorii coeficientului de armare

$$\mu_x = = \frac{M_{dx}}{B \cdot d_x^2 \cdot f_{cd}} \tag{3.38}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{L \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}} \tag{3.39}$$

d. Verificarea condiției: $\mu \le \mu_{\lim}$, în care valoarea lui $\mu_{\lim}$ se obține din Tabelul 3.4. (Kiss, 2008)

e. Calcularea coeficienților ω_x și ω_y în funcție de μ din lucrarea Kiss, 2008, Tabelul 3.5, pentru beton de clasă ≤C60/75,

f. Calcularea ariei de armătură cu relațiile de mai jos (armare simplă) ($\mu \le \mu_{\lim}$):

$$A_{s,x} = \omega_x \cdot B \cdot d_x \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pm \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.40}$$

$$A_{s,y} = \omega_y \cdot L \cdot d_y \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \pm \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.41}$$

Observaţie: La calculele armăturii la fundaţii se poate neglija influenţa factorului $\pm \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$.

Tabelul 3.4. Valorile lui ξ_{lim} și μ_{lim} pentru beton pânã la clasa C50/60

	ξ_{lim}	μ_{lim}
OB37	0,769	0,425
PC 52	0,700	0,403
PC60	0,665	0,90
STNB	0,647	0,383
S500	0,617	0,372

Tabelul 3.5. Procentul minim de armare

f_{ck}	f_{ctm}	% minim
25	2,6	0,13%
28	2,8	0,14%
30	2,9	0,15%
32	3,0	0,16%
35	3,2	0,17%
40	3,5	0,18%
45	3,8	0,20%
50	41	0,21%

g. Verificarea dacă aria de armătură calculată îndeplineşte condiţiile:

$$A_{s,x} > A_{s\min} \tag{3.42}$$

$$A_{s,y} > A_{s\min} \tag{3.43}$$

În cazul în care aria de armătură calculată este mai mică decât aria de armătură minimă, armarea fundaţiei se va face la valoarea $A_{s,\min}$.

– se alege armătura de rezistenţă ($\phi / x, mm$),

– se calculează aria de armătură efectivă, care trebuie să fie mai mare decât aria de armătură calculată:

$$A_{s,x\,ef} > A_{s,x} \tag{3.44}$$

$$A_{s,y\,ef} > A_{s,y} \tag{3.45}$$

Valorile rezistenţelor de calcul la compresiune se stabilesc cu relaţia:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{3.46}$$

în care : γ_c - coeficient parţial de siguranţă dat în Tabelul 3.5.

f_{ck} - rezistenţa caracteristică la compresiune a betonului, dată în Tabelul 3.6. (Kiss,2008)

Tabelul 3.6. Coeficienții parțiali de siguranță pentru beton și armătură

Situaţia de proiectare	γ_c - beton	γ_s - armătură
Permanentă	1,5	1,15
Accidentală	1,2	1,0

Aproximativ, valoarea ariei de armătură, poate fi determinată cu relaţia:

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot f_{yk} \cdot z} \tag{3.47}$$

în care: $z \cong 0,95d$.

Condițiile constructive care trebuie îndeplinite de armătură sunt:

- $Ø_{min} \geq 10mm$,
- $d_{min} \geq 100mm$ / $d_{max} \leq 250mm$,
- Distanţa dintre barele din betonul armat se ia mai mare sau egală cu:
  - diametrul maxim al barei, mm,
  - d_g+5mm, în care d_g – dimensiunea celui mai mare agregat,
  - 20 mm.

În conformitate cu recomandările SR EN 1992 – 1 – 1, aria minimă a armăturii de rezistenţă este $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm}$ B d/f_{yk}, dar nu mai mică de 0,0013Bd. Această valoare poate fi determinată din Tabelul 3.5.

Aria maximă a armăturii de rezistenţă nu se recomandă să fie mai mare de $A_{s,max} = 0,04\ A_c$, A_c – aria secţiunii comprimate.

Armătura marca c (sau c', pe direcţia perpendiculară), trebuie să îndeplinească următoarele condiţii constructive, dacă nu are rol de rezistenţă: 3-4 bare cu $\varnothing_{min} \geq 12mm$, la $d_{max} \leq 500mm$.

Armătura marca c (sau c' pe direcţia perpendiculară), îndeplineşte rol de rezistenţă, dacă $A_a \geq 80\%A$, unde A_a – aria activă a tălpii fundaţiei, iar A – aria in plan a tălpii fundaţiei Fig. 3.26.

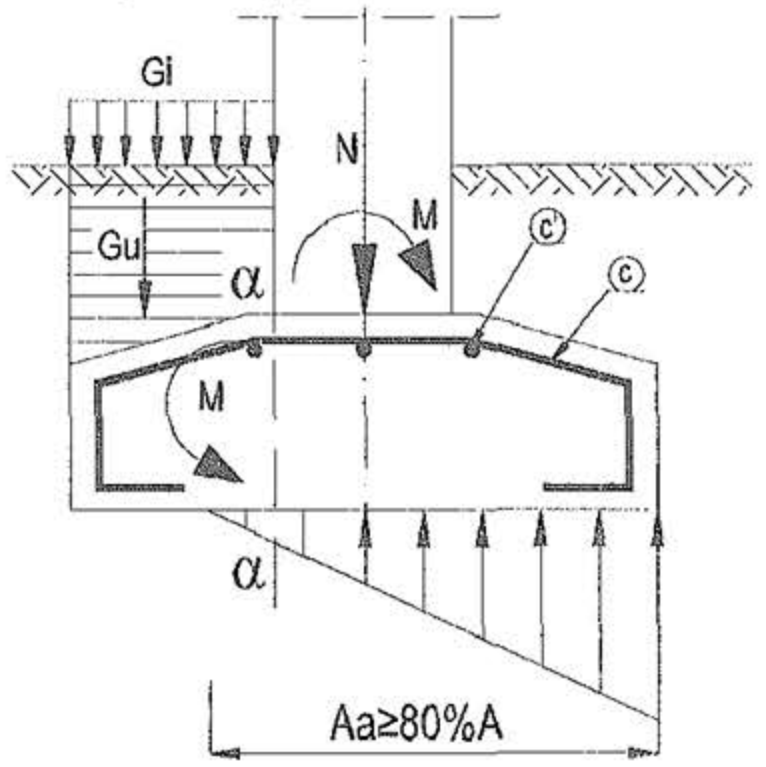


Fig. 3.26. Calculul armaturii de la faţa fundaţiei

Dimensionarea armăturii se face în secţiunile de consolă cele mai solicitate, considerând momentele încovoietoare negative rezultate din acţiunea încărcărilor din greutatea fundaţiei, a umpluturii peste fundaţie şi a sarcinilor repartizate pe teren sau prin repartizarea momentului încovoietor transmis de stâlp.

<u>Ipoteza 2</u>. A doua variantă de calcul a momentelor încovoietoare consideră că, încărcarea tălpii fundaţiei se face pe o suprafaţă trapezoidală, determinată prin trasarea unor drepte înclinate la 45^0 din colţurile stâlpului, Fig. 3.27.

Astfel pentru determinarea momentelor faţă de secţiunea 1-1 se consideră încărcată talpa fundaţiei pe suprafaţa abcdef, iar pentru determinarea momentelor încovoietoare în secţiunea 2-2, se încarcă suprafaţa abgh.

Presiunile pe talpa fundaţiei se calculează cu relaţia, Fig. 3.27.:

$$p_{1,2} = \frac{V_{Ed}}{A} \pm \frac{M_x}{W_{fx}} = \frac{V_{Ed}}{B \cdot L}\left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{L}\right), \rightarrow p_m = \frac{p_1 + p_2}{2} \rightarrow e_x = \frac{M_x}{V_{Ed}} \qquad (3.48)$$

Momentele încovoietoare, după secţiunea periculoasă, pe cele doua direcţii vor fi:

$$M_{2-2} = L \cdot (l_y \cdot p_m \cdot \frac{l_y}{2}) = L \cdot p_m \cdot \frac{l_y^2}{2} \qquad (3.49)$$

$$M_{1-1} = B \cdot [(l_x \cdot p_0 \cdot \frac{l_x}{2}) + (p_1 - p_0) \cdot l_x \cdot \frac{2l_x}{3} \cdot \frac{1}{2}] = B \cdot [(p_0 \cdot \frac{l_x^2}{2}) + (p_1 - p_0) \cdot \frac{l_x^2}{3}] \qquad (3.50)$$

Din M_{1-1} rezultă armătura 1, iar din M_{2-2} rezultă armătura 2.

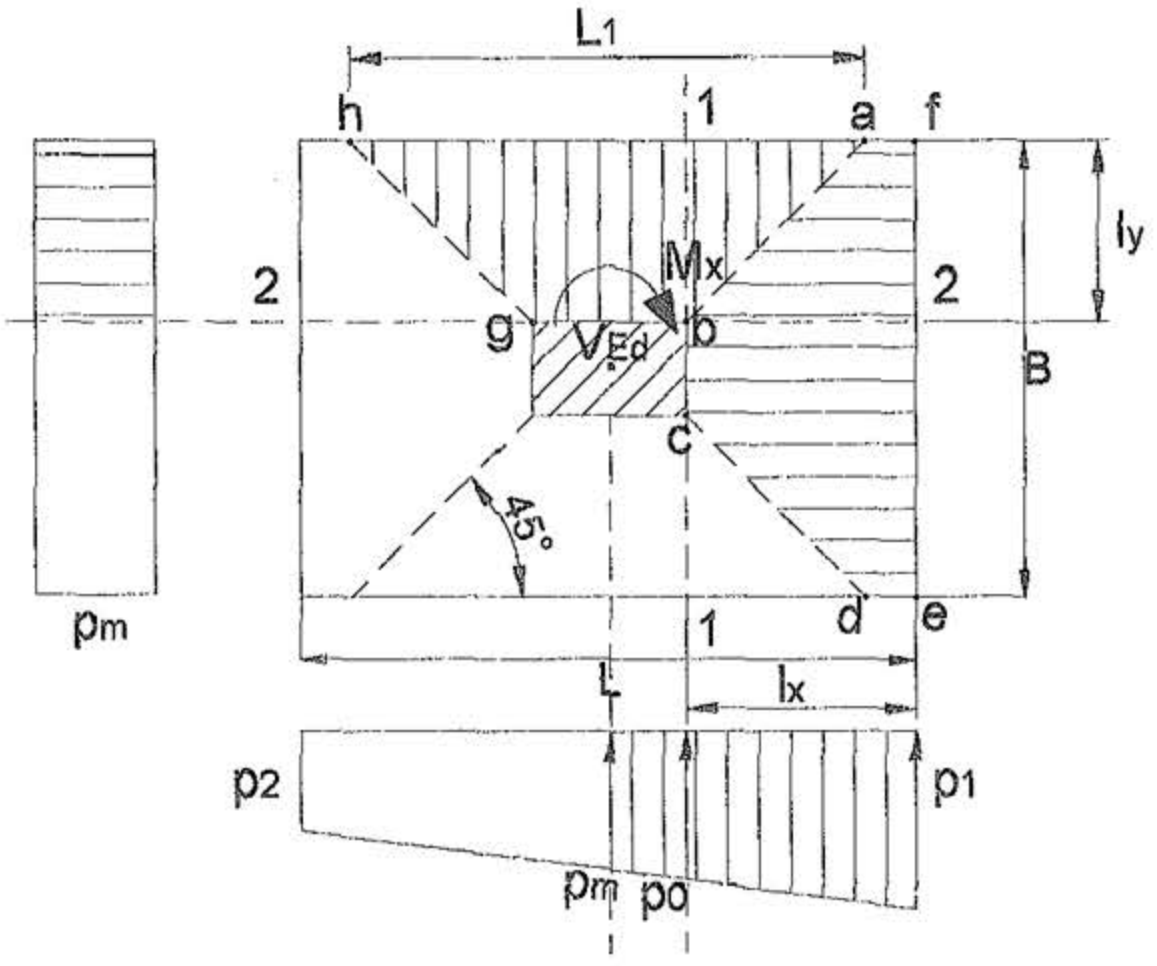


Fig. 3.27. Calculul momentelor încovoietoare – varianta 2

Metoda conduce la valori ale momentelor încovoietoare cu 20-25% mai mici decât cele calculate în ipoteza 1. Armăturile se consideră distribuite pe zona încărcată a tălpii B şi L_1, pe restul tălpii dispunându-se armătură constructivă. Această metodă de calcul a momentelor încovoietoare a fost prevăzută de normativul P10/85, ea fiind înlocuită cu metoda 1 în normativul NP 112-2004.

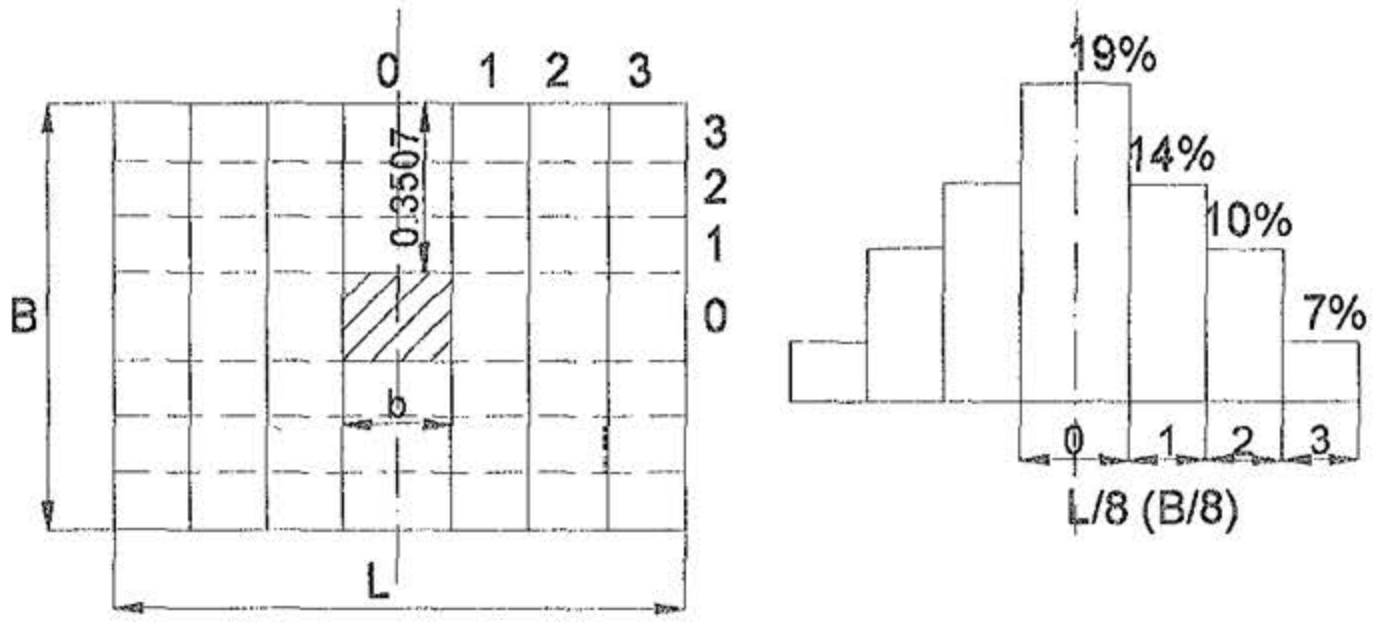


Fig. 3.28. Repartizarea neuniformă a armăturii de rezistenţă

Normativul german (DIN 1045) prevede o armare repartizată pe 8 fâşii ale tălpii fundaţiei. Procentul din armătură care revine fiecărei fâşii este conform Fig. 3.28.

În general, stâlpii din beton armat fac parte din structura plană sau spațială a suprastructurii construcțiilor civile sau industriale, Fig. 3.29.

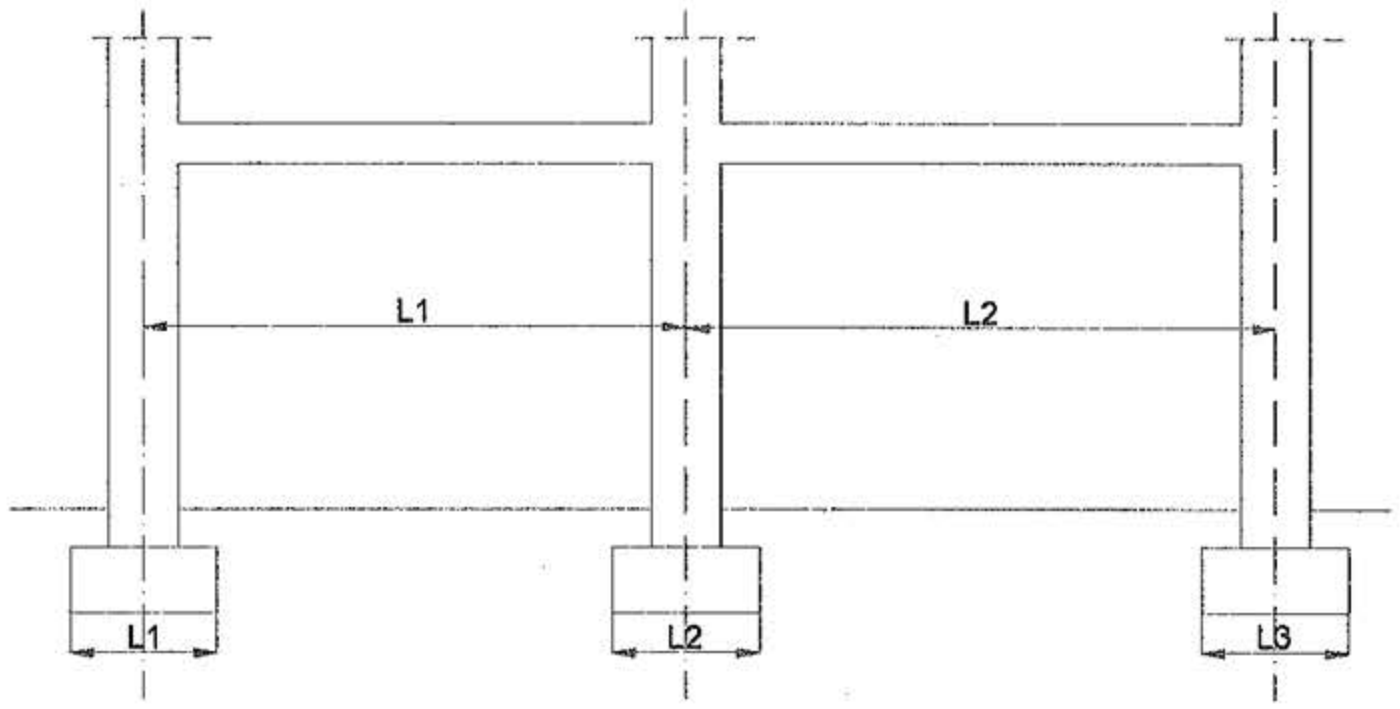


Fig. 3.29. Structură în cadre

Verificarea presiunilor pe talpa fundației (SLU) conduce la adoptarea dimensiunilor suprafeței în plan a fiecărei fundații izolate (BxL). Chiar dacă valoarea presiunilor acceptabile pentru terenul de fundare (p_{conv}, p_{pl}, p_{cr}) este aceeași pentru toate fundațiile, datorită valorilor diferite ale lățimii fundației (B) este sigură apariția unor tasări neuniforme ale fundațiilor stâlpilor. Aceste diferențe de tasare sunt cu atât mai mari cu cât terenul d fundare este mai deformabil (E<5000..6000kPa) și cu cât valorile sarcinilor sunt mai neuniforme (ΔV>20%).

În această situație, verificarea tasării efective probabile, dar mai ales verificarea tasării diferențiale și încovoierii relative este foarte importantă. Îndeplinirea condițiilor de verificare, asigură neapariția unor solicitări suplimentare în suprastructură sau modificarea sarcinilor verticale pe fundații.

Dacă terenul de fundare face parte din categoria terenurilor bune de fundare în special a celor cu compresibilitate mică în timp (pietrișuri, pietriș cu nisip, nisipuri îndesate) apariția unor tasări neuniforme în timp nu este probabilă.

Dacă, însă, terenul de fundare face parte din categoria terenurilor de fundare medii și în special dificile, este probabilă apariția unor tasări suplimentare în timp care pot conduce la nerespectarea condiției de verificare a tasării diferențiale și în final la apariția unor solicitări suplimentare în structură.

De aceea pentru terenuri de fundare încadrate în categoria celor medii sau dificile, este recomandată prevederea unor măsuri suplimentare de rigidizare a structurilor de fundare directă. Cea mai simplă soluție de rigidizare este prevederea unor grinzi de fundare, care să lege pe una sau două direcții fundațiile izolate. Grinzile de fundare se prevăd astfel încât să lege fundațiile la nivelul cuzinetului, având aceeași înălțime cu cuzinetul de beton armat al fundației izolate, Fig. 3.30. La diferențe de încărcări mici este posibil ca latura grinzii de fundare să fie mai mică decât cuzinetul ($b_g<b_c$).

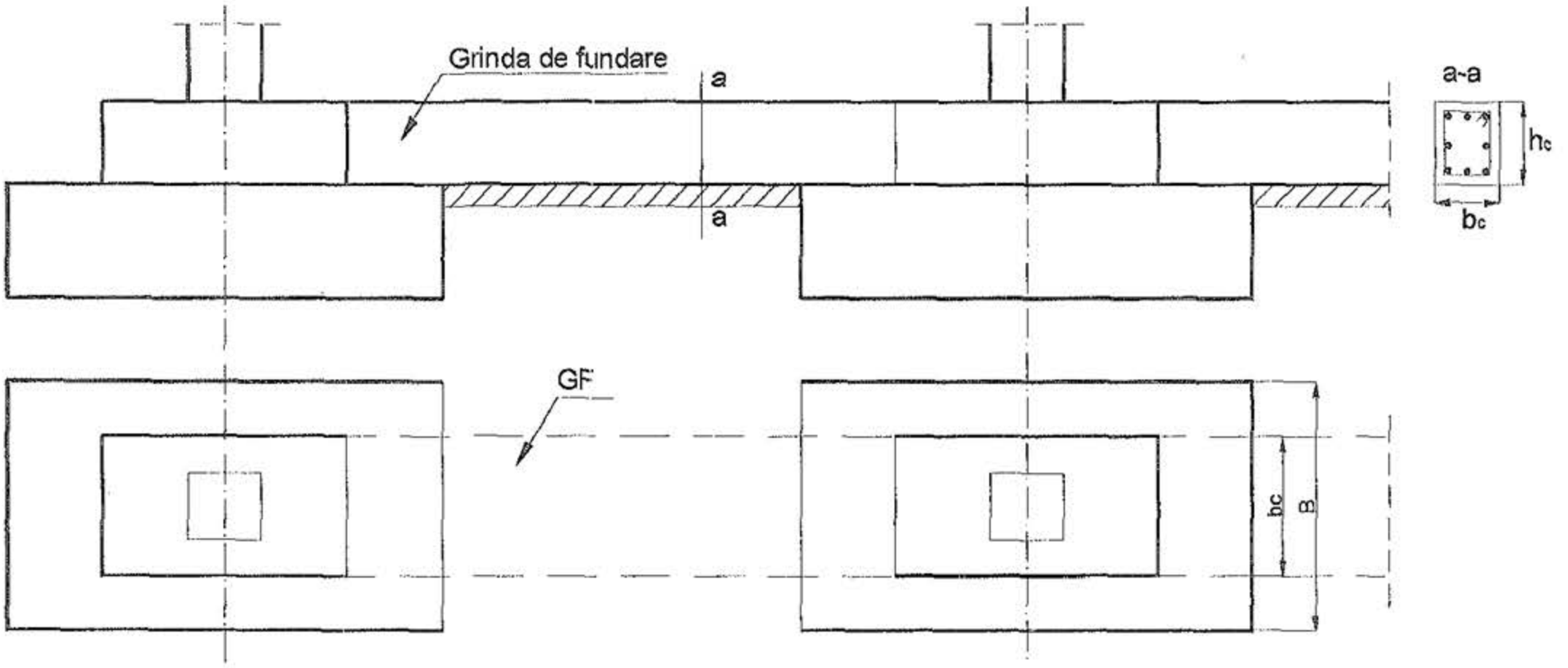


Fig. 3.30. Structuri legate cu grinzi de fundare

Armătura din grinda de fundare se poate continua în cuzinet și se va ancora în acesta (fundațiile marginale) sau se va continuiza în zona fundațiilor stâlpului central.

Calculul armăturii de rezistență din grinda de fundare poate fi făcut după schema de calcul din Fig. 3.31., fără să se în considerare conlucrarea grinzii de fundare cu terenul de fundare. Aprecierea tipului de rezemare a grinzii de tasare se va face funcție de rigiditatea stâlp – fundație și de natura terenului de fundare.

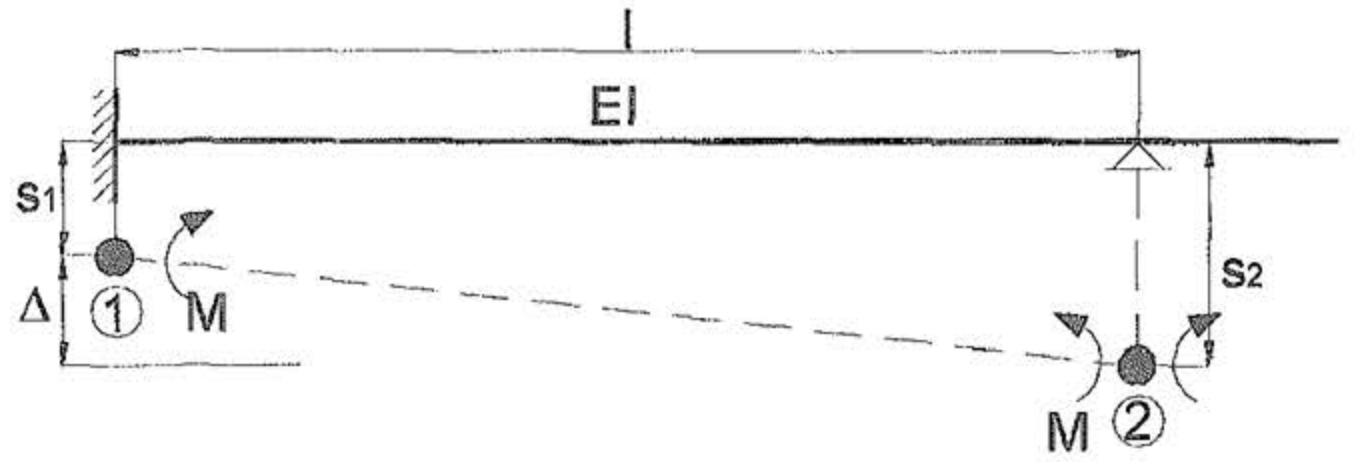


Fig. 3.31. Momente din tasări de reazeme

$$M = \frac{6EI}{l^2}\frac{\Delta}{l} \text{ (pentru încastrări 1+2)} \quad (3.51)$$

$$M = \frac{3EI}{l^2}\frac{\Delta}{l} \text{ (pentru articulatie în 1)} \quad (3.52)$$

Pentru cazuri importante se pot determina valorile momentelor încovoietoare în grinda de fundare folosind ecuația celor trei momente sau programe de calcul dedicate.

Calculul tasărilor diferențiale $\Delta s=s_2-s_1$ poate fi făcută fie prin calculul tasării fiecărui stâlp (s_2 și s_1), fie calculând tasarea maximă (s_2) și admițând că $\Delta s=0{,}5s_2$ ($\leq$10mm).

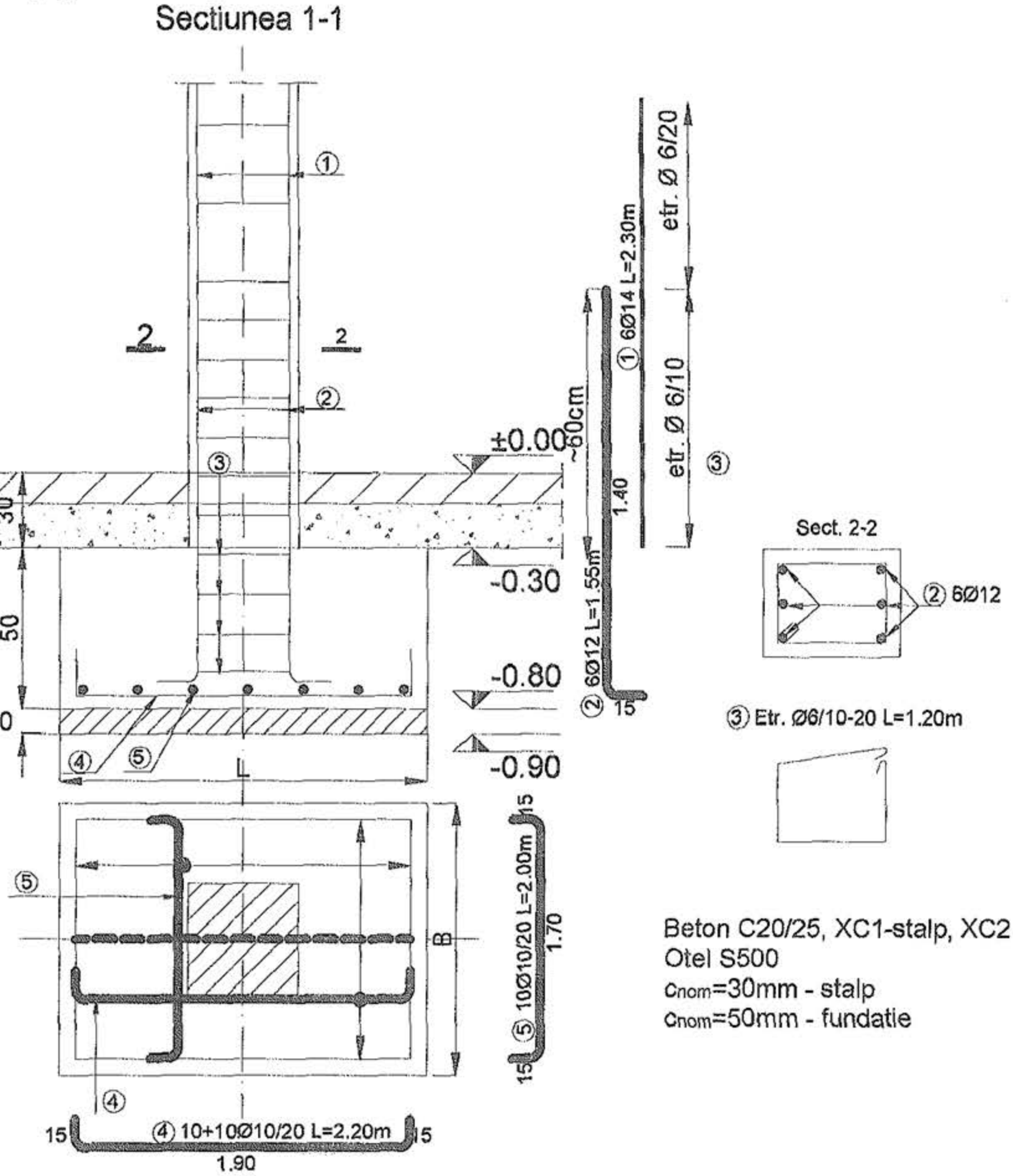


Fig. 3.32. Armare stâlp și fundație

În cazul în care terenul de fundare face parte din categoria pământurilor coezive fine (prafuri) la care sunt de așteptat tasări în timp sau schimbări ale unor condiții naturale (nivelul apei subterane etc.) *pentru*

o mai bună rigiditate a structurii de fundare directă se pot prevedea grinzi de fundare dezvoltate pe cele două direcții (transversală și longitudinală). Şi în această situație calculul momentelor se poate face adoptând aceeași schemă de calcul ca în Fig. 3.31., pentru zona de margine a sistemului structural.

Exemple de prevedere a armăturii stâlpului și fundației se dau în Fig. 3.32.

3.5. Fundaţii izolate elastice tronconice

În cazuri rare, fundaţiile izolate elastice pot fi executate şi cu suprafaţa în plan circulară. O asemenea suprafaţă conduce la cea mai redusă suprafaţă în plan a tălpii fundaţiei, deci, uneori, la o economie de materiale. De asemenea ea poate fi utilizată şi în cazul în care suprafaţa stâlpului este circulară, Fig. 3.33.

Suprafaţa în plan a tălpii fundaţiei se determină conform principiilor enunţate în capitolele anterioare. În etapa de predimensionare, plecând de la metoda presiunilor convenţionale se impune condiţia:

$$p_{ef,\max} \le \frac{V_d}{A} + \frac{M}{W} \le 0{,}8\overline{p}_{conv} \tag{3.53}$$

$$\text{în care: } A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{ și } W = \frac{\pi \cdot D^3}{32} \tag{3.54}$$

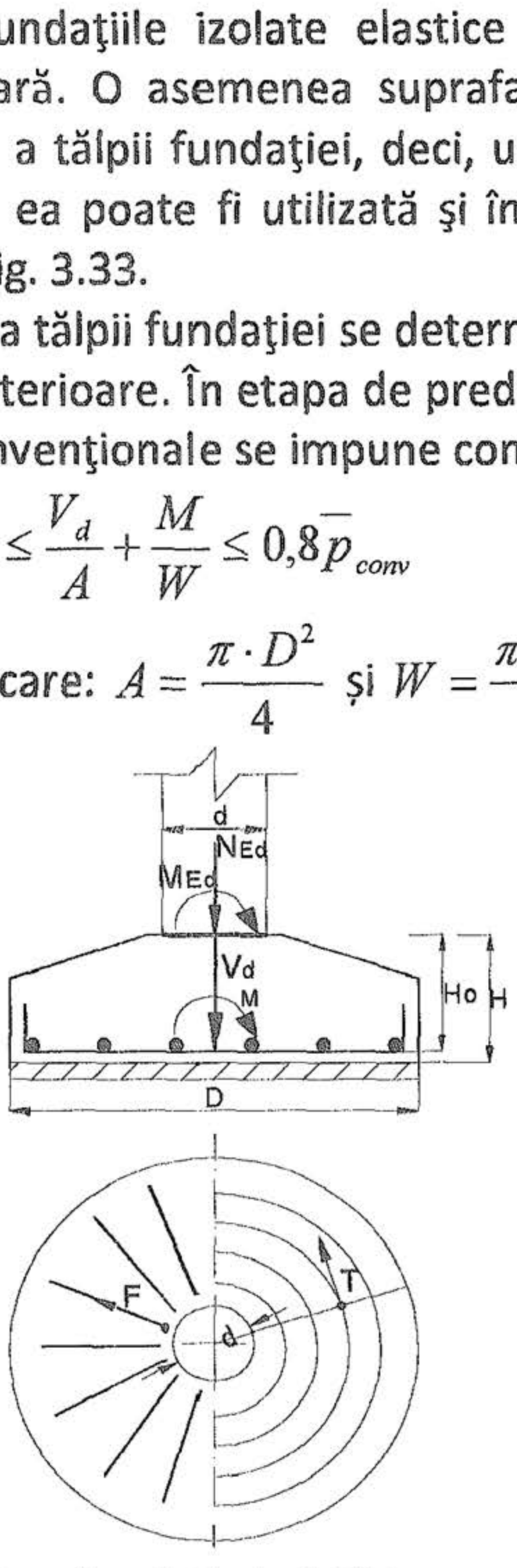


Fig. 3.33. Fundaţie izolată tronconică

După evaluarea aproximativă a valorii diametrului fundaţiei D, se trece la verificarea suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei după metoda directă.

Înălţimea fundaţiei se stabileşte din condiţia (Tabelul 3.2):

$$H \geq 0{,}25(D-d) \tag{3.55}$$

dar H≥300mm.

Armarea fundaţiei se va face cu bare independente dispuse după direcţia radială şi circulară, Fig. 3.33. Valoarea solicitărilor care apar după cele două direcţii sunt:

– efortul circular : $T = \dfrac{N_{Ed} \cdot D}{655 H_0}$ (3.56)

– efortul radial: $F = \dfrac{N_{Ed}}{255} \dfrac{(D-d)}{H_0}$ (3.57)

Armătura de rezistenţă se determină din condiţia de verificare la întindere centrică a armăturii:

$$A_{af} = \frac{F}{0.9 f_{yd}} \tag{3.58}$$

Se vor respecta aceleași condiții constructive ca și la fundațiile izolate elastice. Conform SR EN 1992 -1 -1: 2004, armăturile principale din fundațiile circulare pot fi dispuse și ortogonal și concentrat în mijlocul fundației pe o lățime de 50%±10% din diametrul acesteia, Fig. 3.34. În acest caz părțile nearmate ale elementului sunt considerate în calcul ca elemente de beton armat.

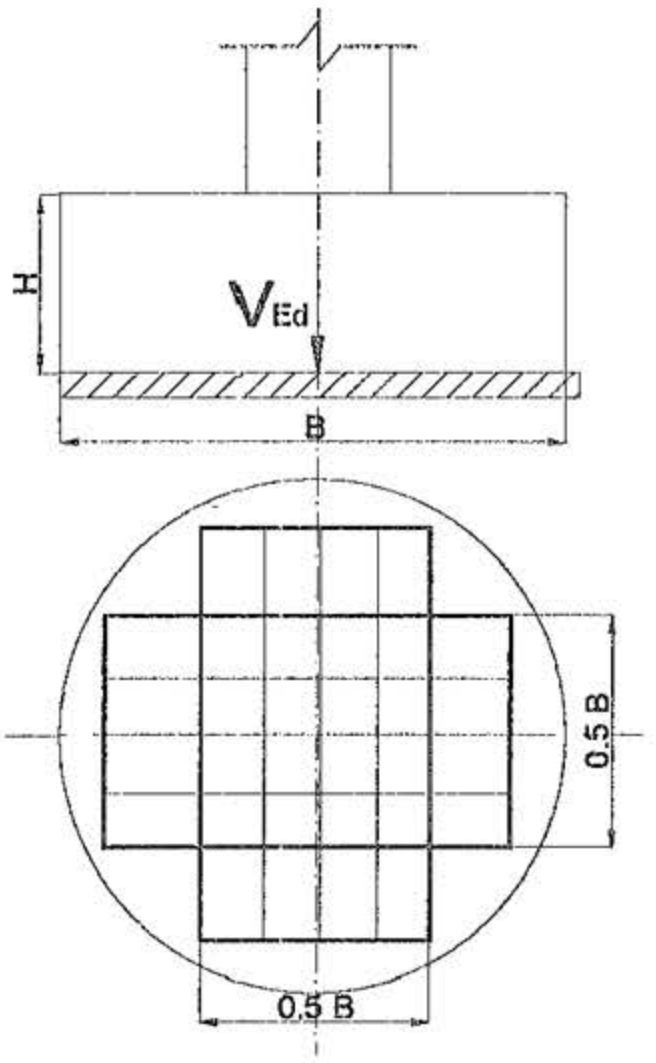


Fig. 3.34. Dispunerea armăturii de rezistență la fundații circulare

3.6. Fundaţii tip talpă de beton armat excentrice

3.6.1. Cu mică excentricitate

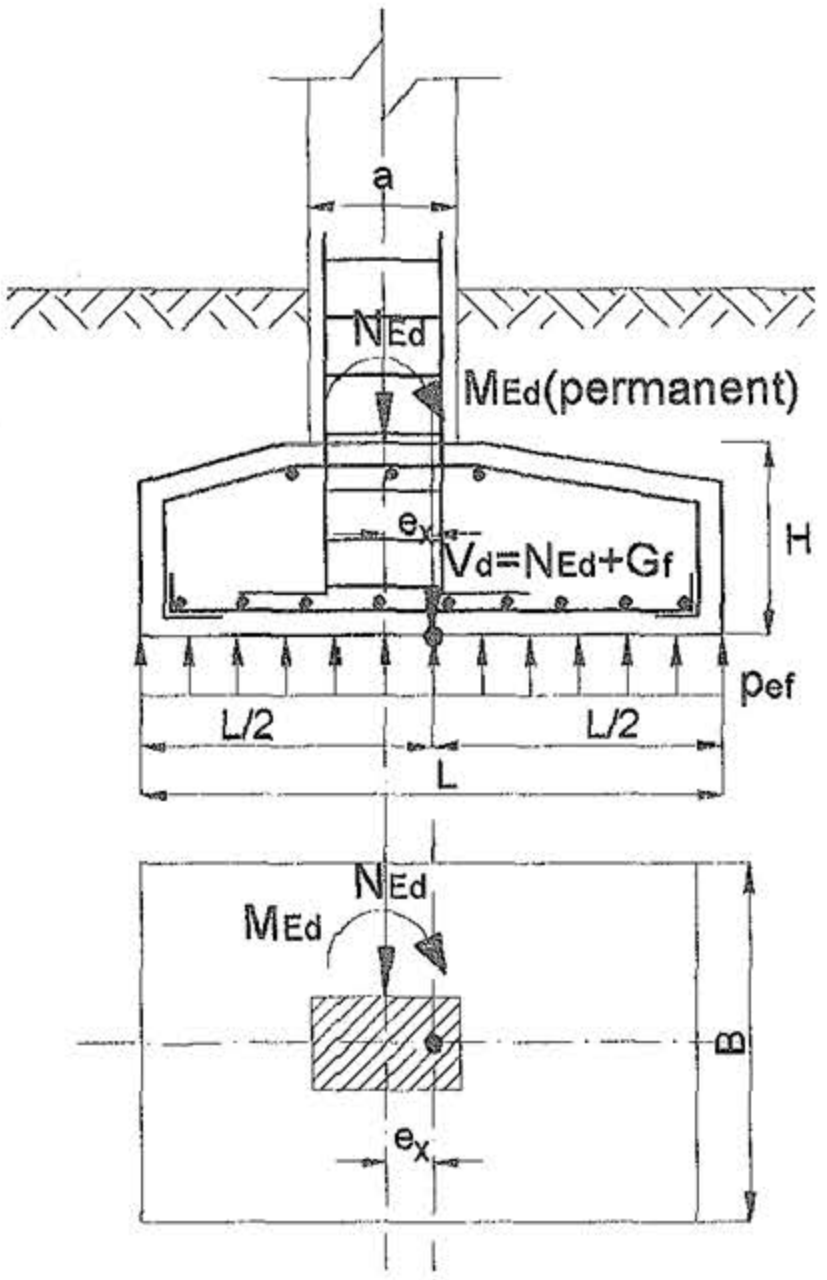


Fig. 3.35. Fundaţie cu mică excentricitate

Dacă momentul încovoietor apare pe o singură direcţie şi cu acţiune permanentă, la excentricităţi mici, de regulă $e \leq \left(\frac{1}{5}...\frac{1}{6}\right)L$, fundaţia se prevede dezaxată faţă de stâlp. Pentru cazul fundaţiei cu excentricitate redusă, calculul se conduce la fel ca şi la o fundaţie centrică. Dacă luăm valoarea dezaxării egală cu a excentricităţii din solicitările exterioare, presiunile de contact vor avea o distribuţie uniformă pe talpa fundaţiei, Fig. 3.35.

Determinarea suprafeţei în plan a fundaţiei se face analog ca la fundaţia încărcată centric.

Pentru determinarea înălţimii fundaţiei se intră în Tabelul 3.2 cu raportul $\left(\frac{H}{2L-a}\right)$ care se compară cu valorile corespunzătoare raportului $\left(\frac{H}{L}\right)$ pentru fundaţii centrice.

Calculul momentelor încovoietoare şi a armăturii de rezistenţă de la talpa fundaţiei se face ca în cazul fundaţiilor încărcate centric, Fig. 3.36.

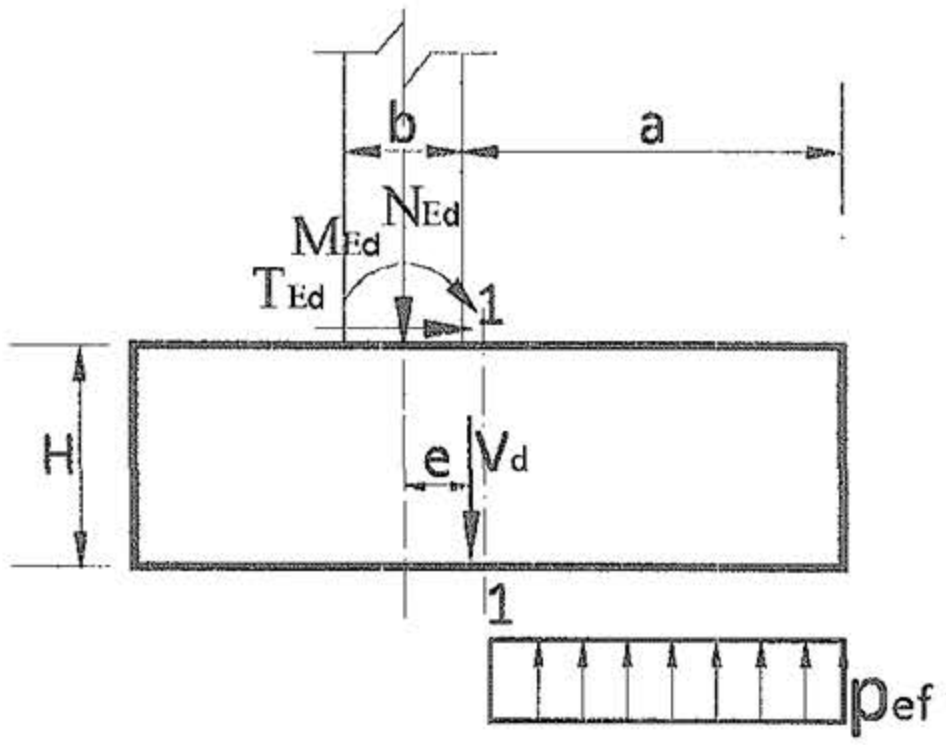


Fig. 3.36. Calculul momentului încovoietor la fundaţii cu mică excentricitate

O problemă importantă este stabilirea corectă a lungimii de ancoraj a barelor de rezistenţă având în vedere lăţimea mică pe una din laturi (l_1), Fig. 3.37.

Forța de întindere de ancorat este (SR EN 1992-1-1: 2004, 9.8.2.2):

$$F_S = R_e \cdot \frac{z_e}{z_i} \tag{3.55}$$

în care: R_e- rezultanta presiunilor de contact pe distanţa X,

z_e – braţul de pârghie al eforturilor extreme, distanţa dintre R_e şi N_{Ed},

F_S – forţa de întindere.

Valoarea lui z_e poate fi determinată presupunând că e=0.15b, iar z_i poate fi luat egal cu 0,95d.

Cunoscând aria armăturii de rezistență de la baza fundației (A_{sy}) se calculează:

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_{sy}} (N/mm^2) \tag{3.59}$$

Cunoscând valoarea lui f_{bd}, dată în SR EN 1992, funcție de clasa betonului și tipul de aderență (f_{bd}=2,7 pentru beton C25/30 și aderență bună), se determină:

$$l_{bd,rqd} = 0,25 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} \tag{3.60}$$

care se compară cu valoarea minimă necesară l_{bd}, conform SR EN 1992-1-2, relația 8.4.

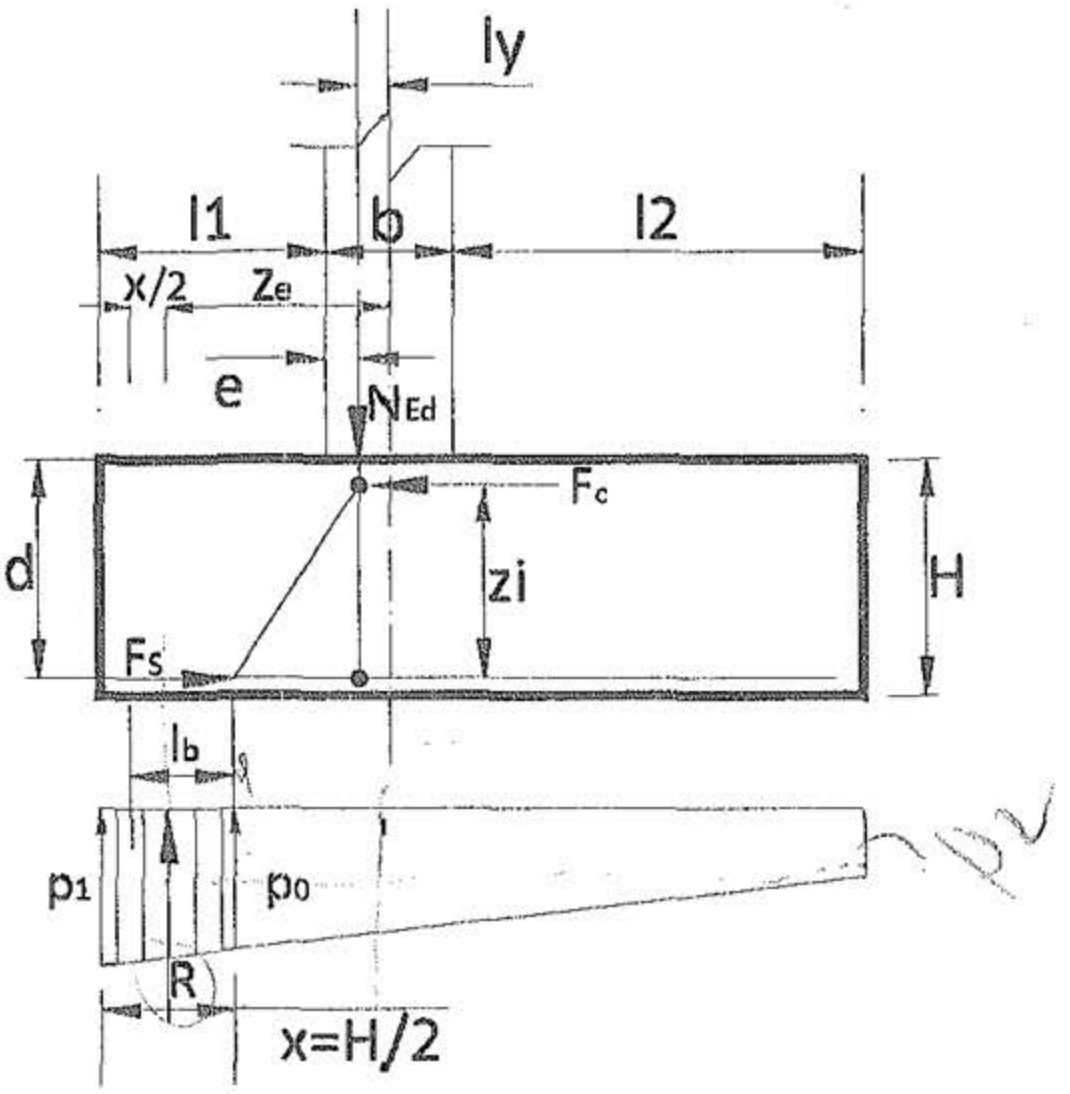


Fig. 3.37. Verificarea lungimii de ancoraj a armăturii de rezistenţă de la talpa fundaţiei excentrice/centrice

Dacă valoarea lungimii de ancorare l_{bd} nu este suficientă, barele pot fi înnădite pentru a mări lungimea disponibilă. Chiar dacă condiţia este îndeplinita armăturile de rezistenţă nu se lasă drepte, ci se vor prevedea la capete cu ciocuri drepte, având lungimea de minim 15ϕ, Fig. 3.38.

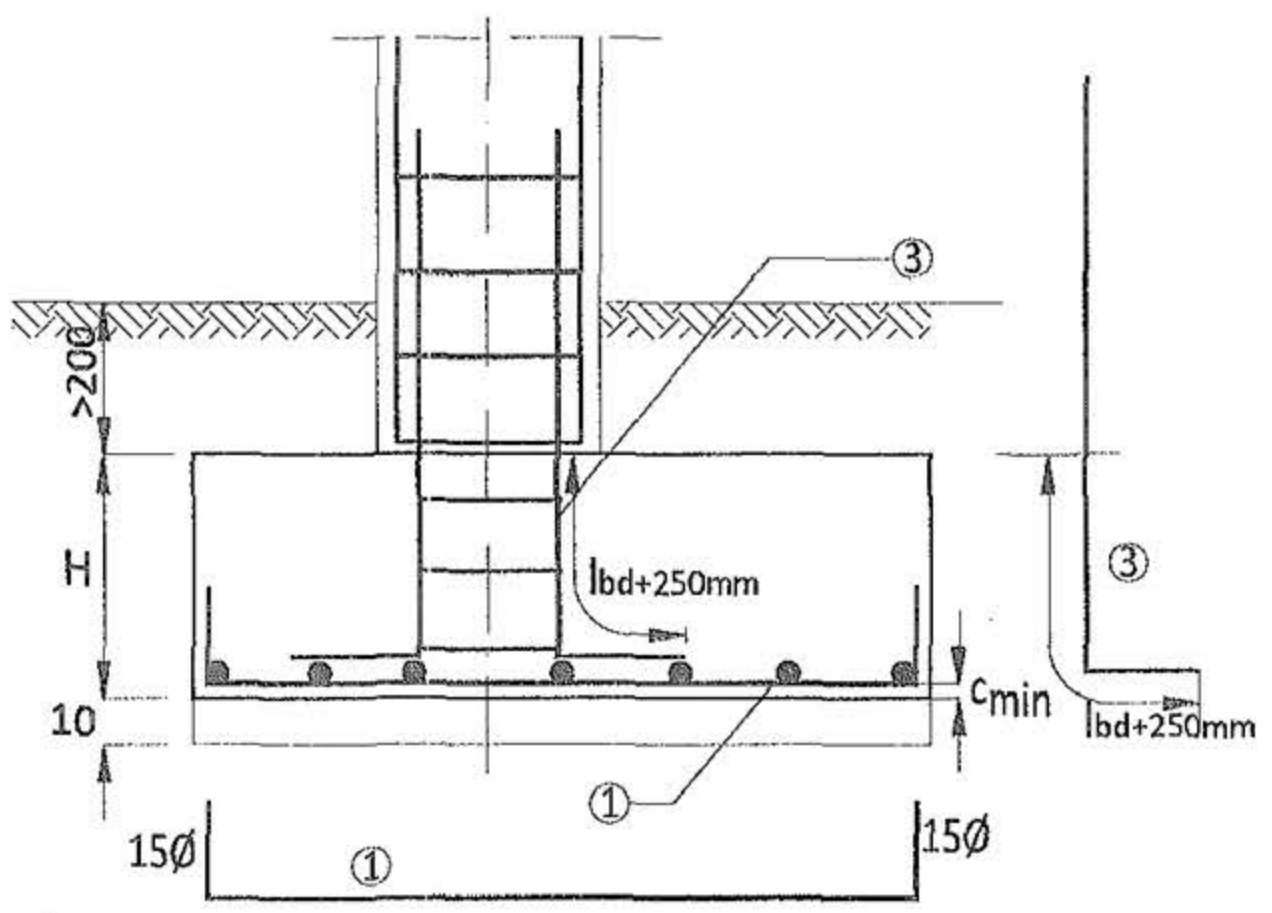


Fig. 3.38. Armarea fundaţiei excentrice

Valoarea lungimii de ancorare minimă (l_{bd}) se determină conform SR-EN 1992-1:2004 (relaţii simplificate).

Există și situații în care talpa fundației este excentrică față de stâlp pe ambele direcții, Fig. 3.39.a. sau în care pe aceeași fundație se reazemă doi stâlpi excentrici, Fig. 3.39.b.

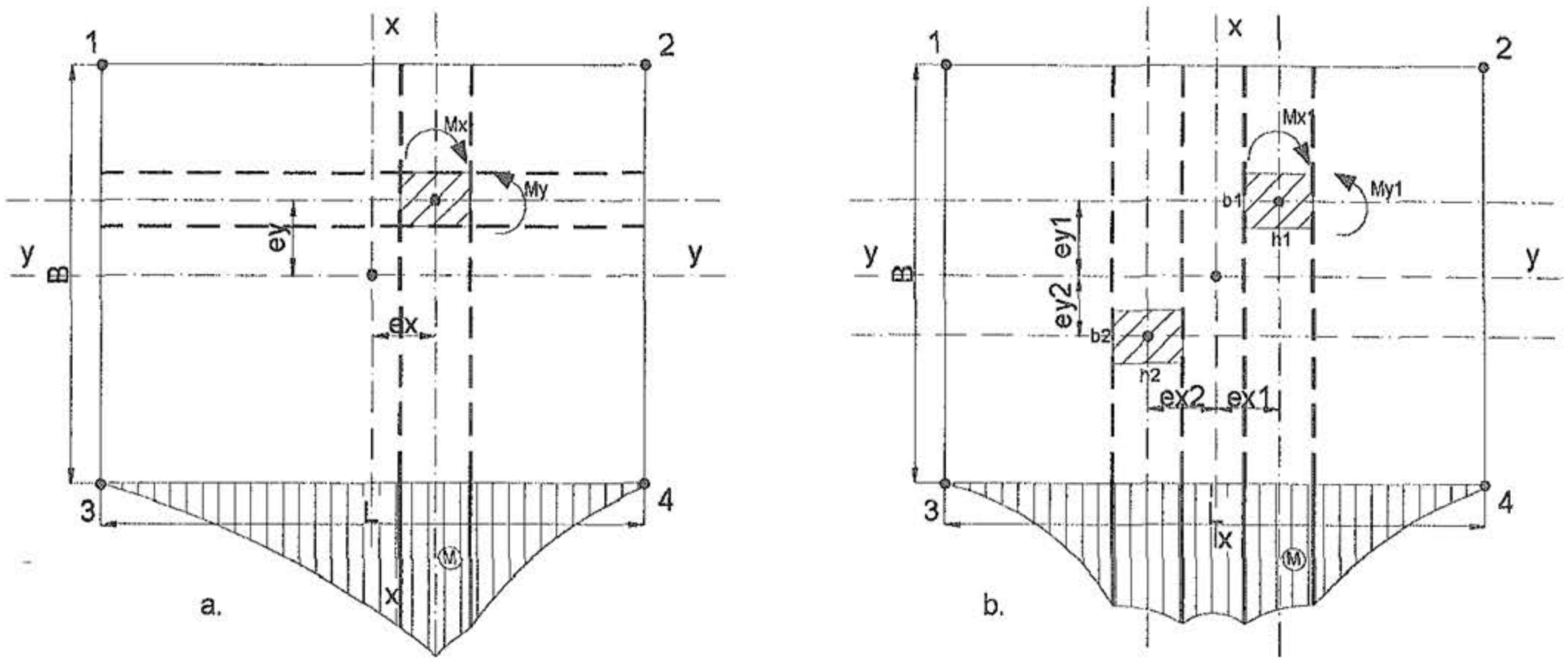


Fig. 3.39. Calculul momentelor încovoietoare la fundații excentrice

În această situație, verificarea presiunilor de contact se face după metoda prescriptivă, cu îndeplinirea condiției de presiuni din Tabelul 2.32.

$$p_{\max,\max} = p_2 \le \alpha \cdot p_{acc} \left(p_{acc} = p_{conv} / p_{pl}\right) \tag{3.61}$$

în care valorile coeficienților α se iau din Tabelul 2.32.

Și pentru această situație se face verificarea la forfecare și străpungere, conform capitolelor anterioare.

Valoarea momentelor încovoietoare de proiectare pentru determinarea cantității de armătură de la talpa fundației se determină conform metodei dreptunghiului, considerând ca secțiuni critice pe cele două direcții, secțiunile de la extremitatea stâlpului. Se va face calculul pentru valorile maxime ale momentelor.

3.6.2. Cu mare excentricitate

3.6.2.1. Calculul solicitărilor la talpa fundaţiei

În situaţia în care fundaţia se găseşte în vecinătatea unei clădiri existente, extinderea tălpii fundaţiei poate fi făcută numai pe zona neconstruită. În această situaţie se impune dezaxarea fundaţiei faţă de stâlp cu valori mari.

La aceste fundaţii trebuie să se ţină seama şi de efectul momentelor suplimentare M' pe care consola fundaţiei le transmite stâlpului, adică de momentul de încovoiere al consolei. Acest moment se suprapune peste schema de încărcare transmisă de stâlp şi modifică jocul de forţe la baza stâlpului şi diagrama de reacţiuni a terenului de fundare, Fig. 3.40.

Solicitările de calcul care se transmit la talpa fundaţiei au valorile:

$$V_d = N_{Ed} + G_f \tag{3.62}$$

$$M_d = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e \tag{3.63}$$

În cazul în care avem şi forţă tăietoare la baza stâlpului (din calculul static al structurii) valoarea momentului încovoietor la baza fundaţiei va fi, Fig. 3.40.:

$$M_d = M_s + N_{Ed} \cdot e \pm T_S \cdot H \tag{3.64}$$

Acest moment se redistribuie stâlpului şi fundaţiei proporţional cu rigiditatea lor.

Momentul total se distribuie stâlpului şi fundaţiei (nod de cadru), astfel:

$$M_d = M' + M_f \tag{3.65}$$

$$M_f = M_d - M' \tag{3.66}$$

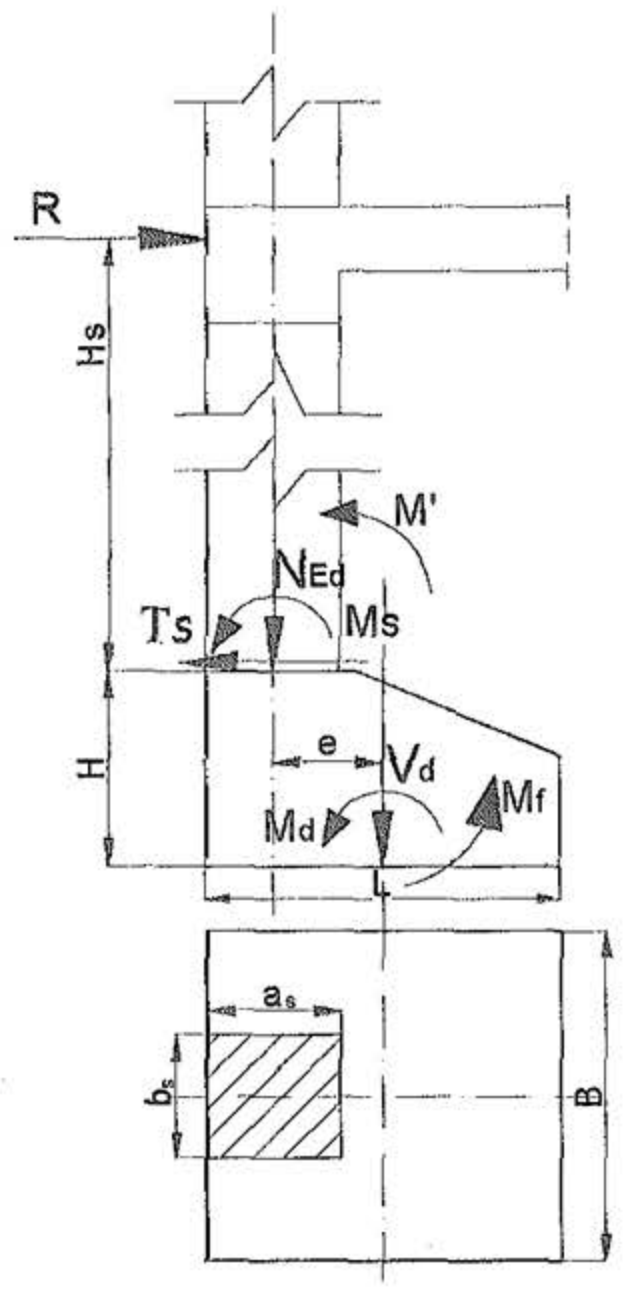


Fig. 3.40. Fundaţie excentrică

Valoarea momentului transmis stâlpului se determină cu relaţia:

$$M' = M_d \cdot \frac{k_s}{k_s + k_f} \tag{3.67}$$

unde

$$k_f = c \cdot I_f \tag{3.68}$$

I_f – momentul de inerţie al tălpii fundaţiei egal cu $\frac{BL^3}{12}$,

c – coeficient de pat al terenului de fundare, determinat conform capitolului 4,

$$k_S = \frac{\alpha k_b}{H_S} \tag{3.69}$$

$k_S = \frac{4k_b}{H_S}$, dacă stâlpul este încastrat în planşeu (3.70)

$k_S = \frac{3k_b}{H_S}$, dacă stâlpul este articulat în planşeu (3.71)

$$k_b = 0{,}6 \cdot E_b \cdot I_b \tag{3.72}$$

$E_b \cdot I_b$ - rigiditatea la încovoiere a stâlpului.

3.6.2.2. Determinarea suprafeţei în plan

Pentru evaluarea primară a dimensiunilor suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei se porneşte de la condiţia de presiuni, folosind ca rezistenţă acceptată a terenului, valoarea presiunii convenţionale, calculată conform normativului NP 112-2004.

$$p_{ef} = \frac{V_d}{B \times L} \le p_{acc} = \overline{p}_{conv} \tag{3.73}$$

$$V_d = N_{Ed} + G_f \cong 1{,}2 \cdot N_{Ed}$$

$L = \alpha B$, α=1,2 ...1,5 (3.74)

de unde: $B = \sqrt{\frac{1{,}2N_{Ed}}{1{,}2 \cdot 0{,}8 \cdot \overline{p}_{conv}}} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{0{,}8 \cdot \overline{p}_{conv}}}$, $L = \alpha B$ (3.75)

Se face verificarea condiţiei (3.72) (SR EN 1997 – 1 / 2004)

$$V_d \le R_d \tag{3.76}$$

în care

$$V_d = N_{Ed} + G_f$$

$$G_f = B \times L \times D_f \times \gamma_m \tag{3.77}$$

unde:

R_d – capacitatea portantă a terenului, calculată conform SR EN 1997 – 1 cu relaţia:

$$R_d = L' \times B' \times p_{cr} \tag{3.78}$$

p_{cr} - presiunea critică, conform NP 112 – 2004 sau SR EN 1997 – 1,

L' şi B' – dimensiunile reduse ale tălpii fundaţiei.

$$L' = L - 2e_y,\ e_y = \frac{M_f}{V_d} \tag{3.79}$$

La calculul dimensiunilor reduse se ţine seama de solicitările rezultate pe talpa fundaţiei: V_d şi M_f.

3.6.2.3. Armarea fundaţiei

Calculul momentelor încovoietoare în blocul de fundaţie se face în secţiunile de la marginea stâlpului (secţiunea 1 şi 2).

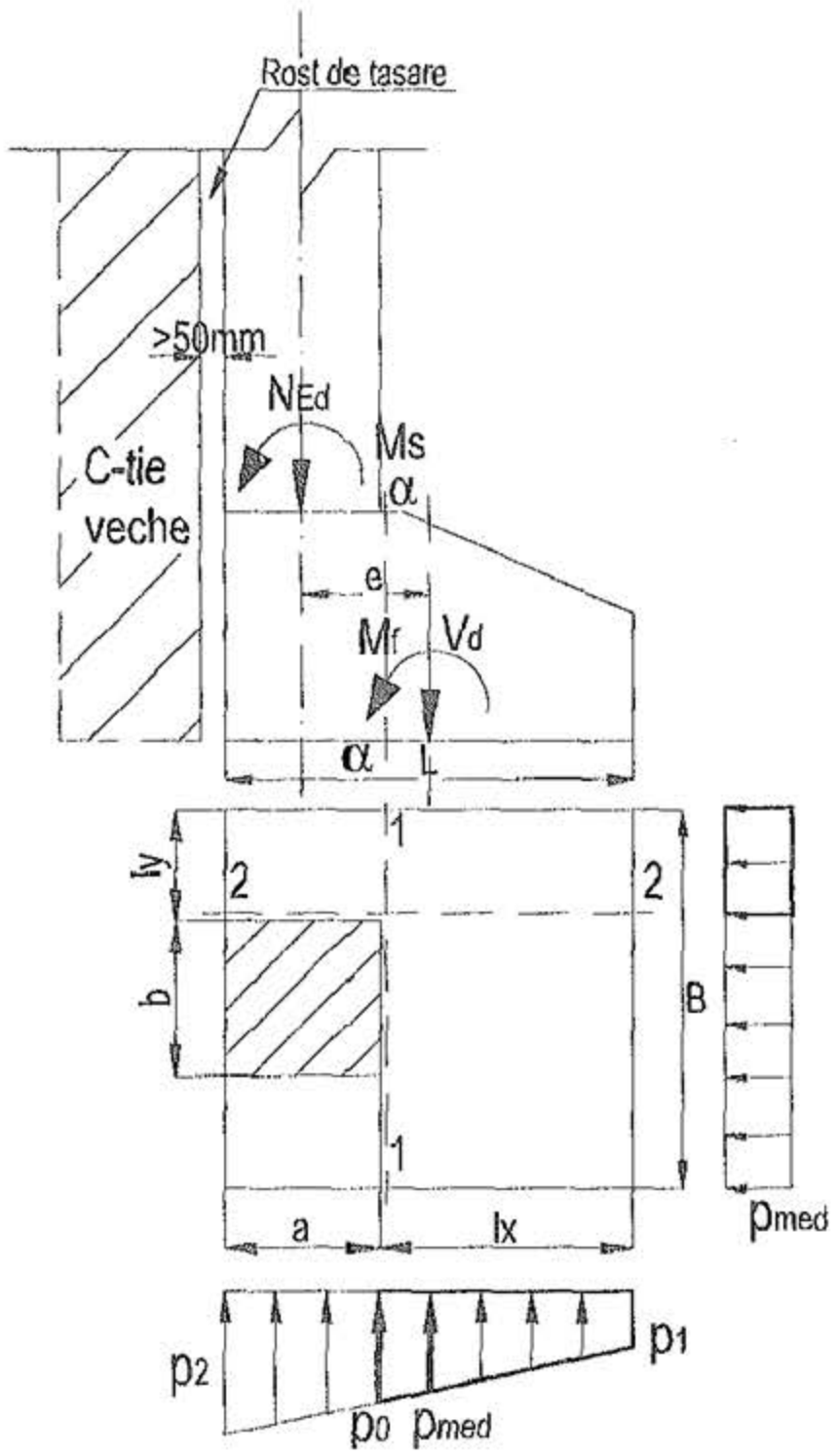


Fig. 3.41. Calculul momentului încovoietor la talpa fundaţiei excentrice

Valoarea momentelor se determină cu relaţiile, Fig. 3.41.:

$$M_1 = \frac{p_2 + p_0}{2} \cdot l_x \cdot \frac{2p_0 + p_2}{p_2 + p_0} \cdot \frac{l_x}{3} = \frac{2p_0 + p_2}{6} \cdot l_x^2 \tag{3.80}$$

$$M_2 = \frac{l_y^2}{2} \cdot L \cdot p_{med} \tag{3.81}$$

în care: $$p_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{L \cdot B}(1 \pm \frac{6 \cdot e_L}{L}) \quad (3.82)$$

unde: $$e_L = \frac{M_f}{N_{Ed}} \quad (3.83)$$

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (3.84)$$

Cu momentele încovoietoare se calculează armătura de rezistenţă pe cele două direcţii ortogonale. La armarea fundaţiei izolate excentrice se vor respecta regulile prevăzute la armarea fundaţiei izolate elastice centrice, particularizându-se în consecinţă.

În cazul în care suprafața activă a tălpii fundației ($A' \geq 0,8A$) se impune prevederea unei armări la partea superioară a fundației. Calculul armăturii se va face conform prevederilor de la paragraful 3.4.1.5.1.

Pentru a putea folosi efectul favorabil al legării stâlpului de fundaţie trebuie să ne asigurăm că:

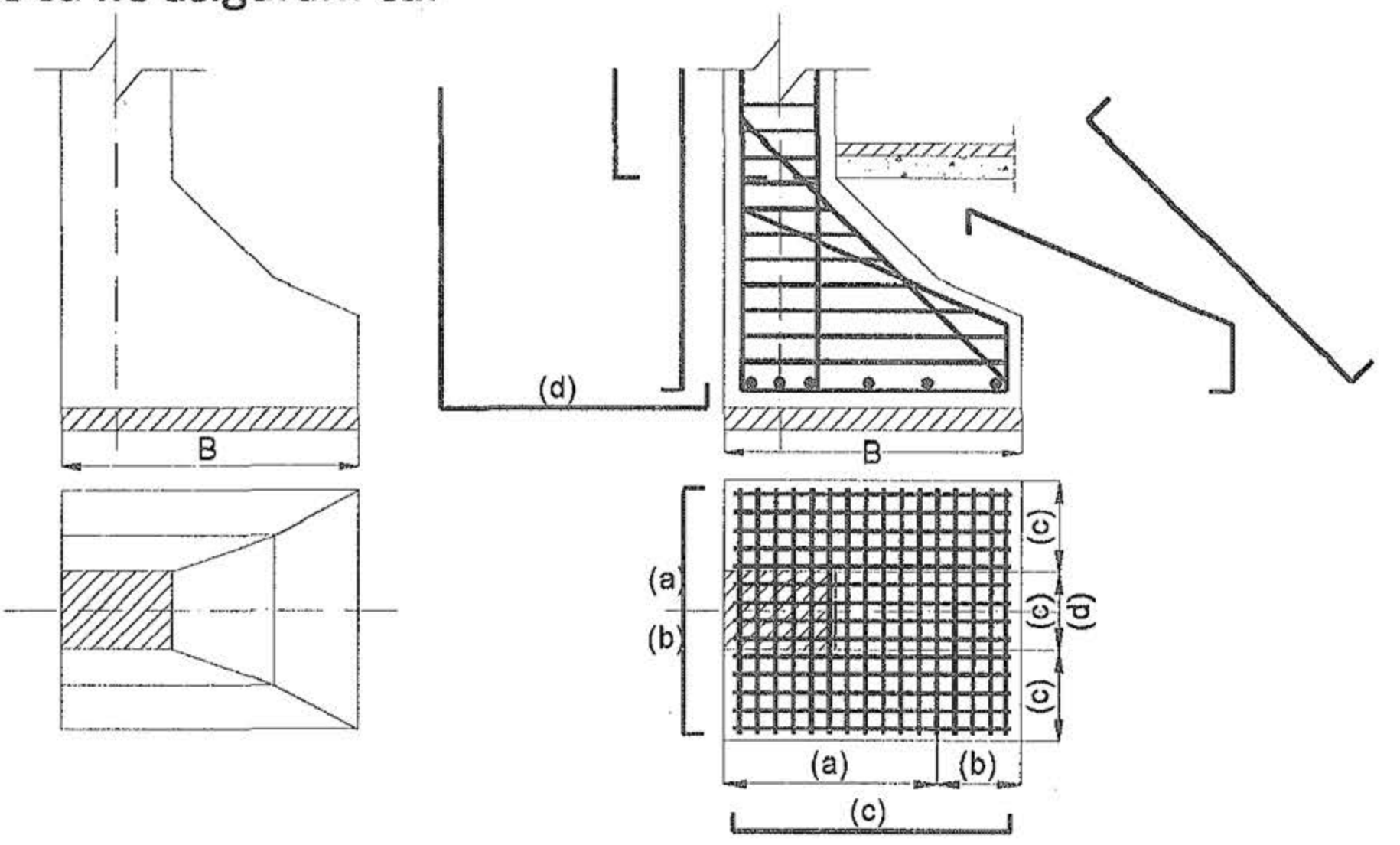


Fig. 3.42. Armarea suplimentară a stâlpului la fundaţii excentrice

- Stâlpul poate transmite construcţiei reacţiunea R care apare la partea superioară,
- Secţiunea de la baza stâlpului este dimensionată să preia momentul încovoietor M' care poate avea valori importante. De aceea, este necesară îngroşarea secţiunii stâlpului la partea inferioară, pe direcţia excentricităţii, Fig. 3.42. Prin această îngroşare se măreşte rigiditatea stâlpului și, deci, se micșorează

excentricitate forţei faţă de fundaţie. Pentru preluarea momentului M' stâlpul necesită la partea inferioară, spre exterior, o armare suplimentară, puternică, care se execută în formă de L, servind şi la armarea fâşiei centrale a fundaţiei, pe această direcţie, Fig. 3.42.

Pentru reducerea rotirilor fundaţiei datorită concentrării presiunilor de contact spre una din extremităţile fundaţiei, se pot lega fundaţiile vecine cu grinzi de contrabalansare, Fig. 3.43. Soluţia se recomandă în special pe amplasamentele la care se aşteaptă rotiri ale fundaţiei, datorate unei stratificaţii neomogene în lungul clădirii.

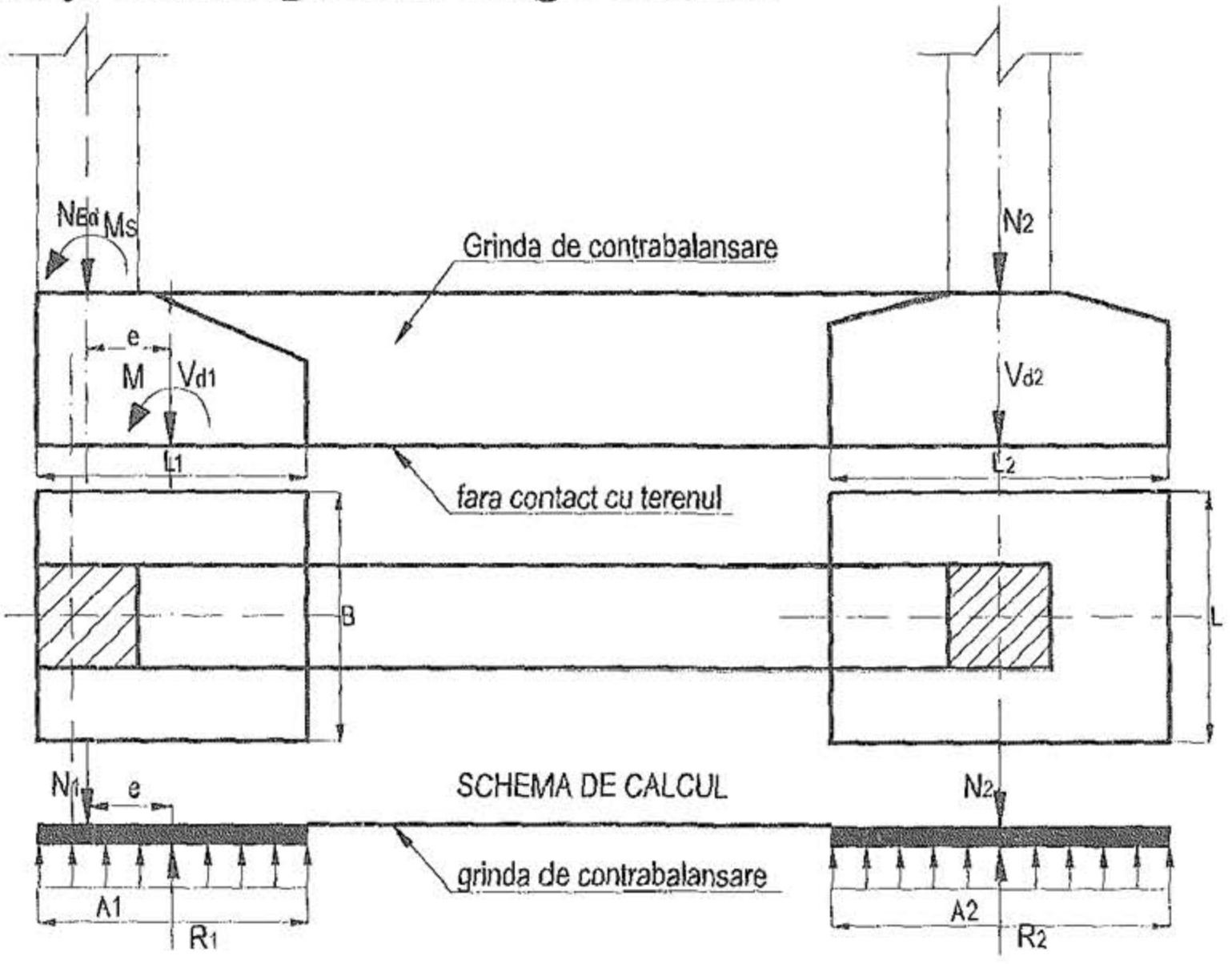


Fig. 3.43. Schema de calcul a grinzilor de contrabalansare

Aceleaşi soluţii se adoptă şi pentru fundaţiile cu excentricităţi mari în raport cu stâlpii, la care considerarea efectului de reducere a excentricităţii sarcinii din stâlp nu conduce la o dimensionare economică a tălpii şi la fundaţii excentrice la care împingerea orizontală nu este preluată de suprastructură. Ele pot fi folosite şi pentru reducerea tasărilor diferenţiale între fundaţiile vecine, asigurând preluarea momentelor induse de tasările neuniforme la nivelul fundaţiilor.

Grinda de contrabalansare îndeplineşte rolul de echilibrare şi rigidizare a două sau mai multe fundaţii izolate, astfel încât să rezulte uniformizarea presiunilor pe terenul de fundare. Soluţia poate fi folosită şi atunci când cota tălpii săpăturii este diferită, Fig. 3.44., şi se aşteaptă apariţia unor tasări neuniforme între fundaţiile vecine.

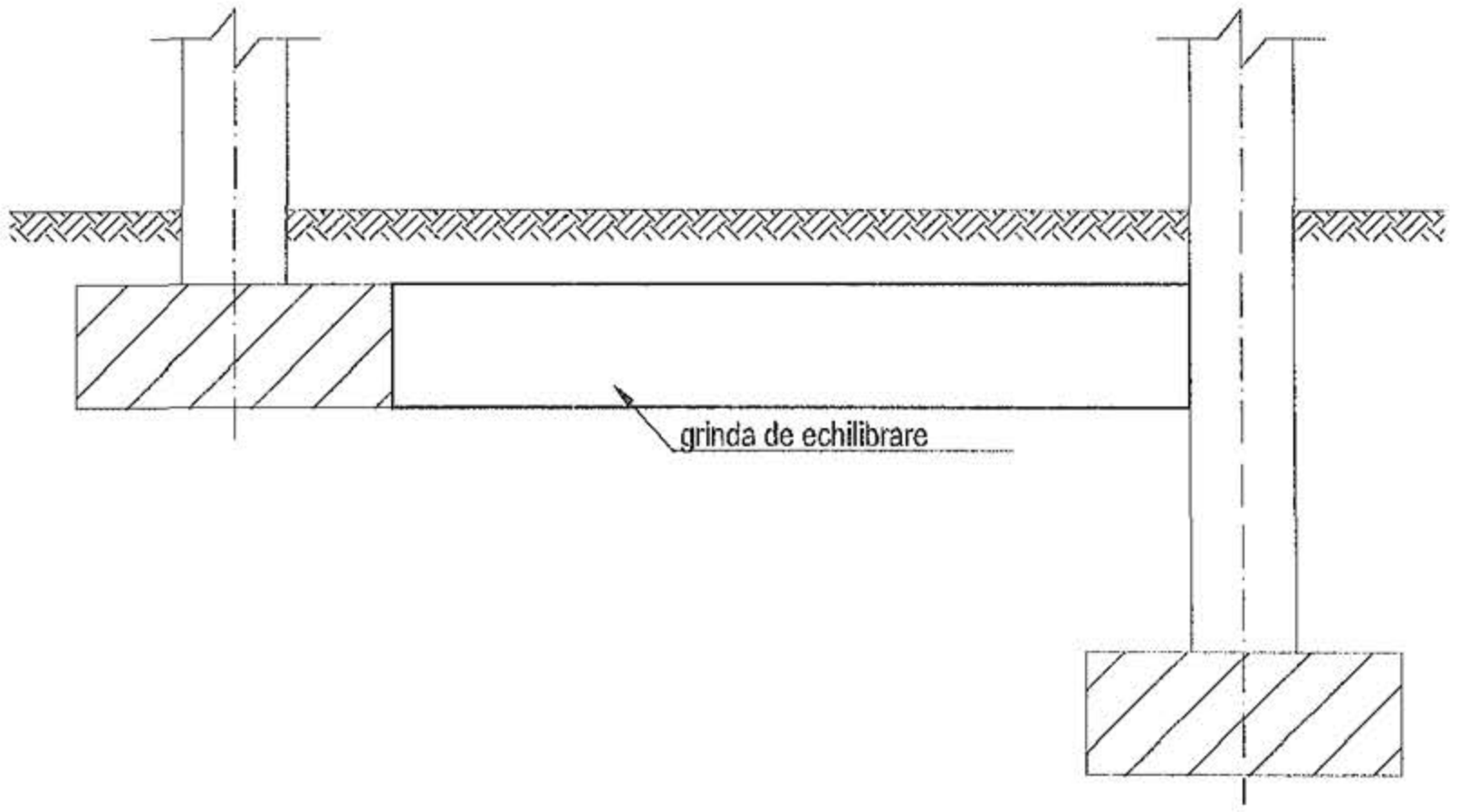


Fig. 3.44. Grinzi de echilibrare la fundaţii cu cote de fundare diferite

Calculul fundaţiilor cu grindă de echilibrare se face în două ipoteze:

1. Grinda de echilibrare are o rigiditate mare la încovoiere în raport cu stâlpul $k_{gr}/k_{st}=10\div15$. În acest caz solicitările din stâlpi se transmit prin întreaga suprafaţă a tălpii grinzii şi fundaţiilor, Fig. 3.45.

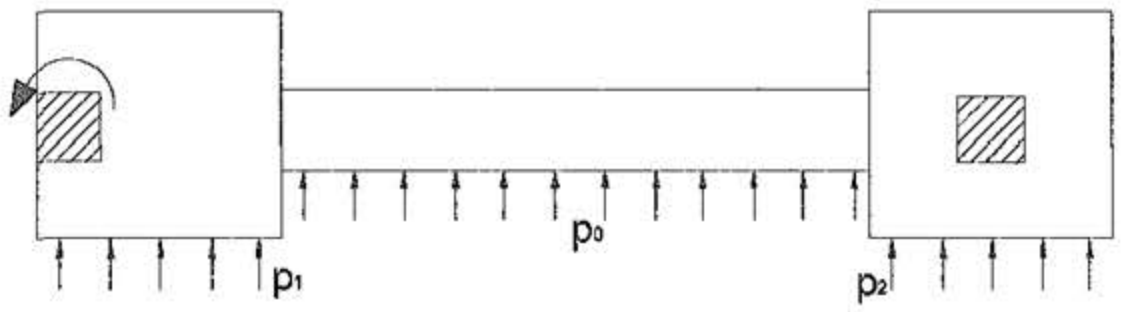


Fig. 3.45. Schema de calcul a grinzii de echilibrare rigide

2. Grinda are o rigiditate mică la încovoiere în raport cu stâlpul $k_{gr}/k_{st}<10$, solicitările din grindă pe distanţa dintre stâlpi fiind determinate numai de solicitările transmise prin secţiunile de capăt (fundaţii). Calculul se face pornind de la schema de calcul din Fig. 3.43. Plecând de la o valoare a excentricităţii "e" (impusă), se determină rezultantele presiunilor reactive pe talpa celor două fundaţii.

$$R_1 = N_1\left(1+\frac{e}{L}\right),\ R_2 = N_2-\left(N_1\frac{e}{L}\right) \tag{3.85}$$

Cunoscând valoarea presiunii acceptate pentru terenul de fundare (p_{acc}), suprafaţa în plan a celor două fundaţii va fi:

$$A_1 = \frac{R_1+G_{f1}}{p_{acc}},\ A_2 = \frac{R_2+G_{f2}}{p_{acc}} \tag{3.86}$$

în care G_f – este greutatea proprie a fundaţiei şi cota parte din greutatea grinzii de echilibrare.

Cunoscând valorile suprafeţelor în plan a tălpii fundaţiilor, se determină dimensiunile fundaţiilor, astfel încât să fie compatibile cu dimensiunile geometrice şi excentricitatea iniţială luată în calcul. De asemenea se face verificarea presiunilor de contact pe talpa fundațiilor după metoda directă, la fel ca şi la fundaţia izolată centrică.

Dacă condiţiile cerute de verificarea după SLU nu sunt îndeplinite se alege o nouă valoare a excentricităţii "e", calculul repetându-se până la verificarea condiţiilor de dimensionare a suprafeţei în plan a fundaţiei.

În cazul în care utilajele de compactare pot solicita grinda, la schema de calcul din Fig. 3.43. se va mai introduce o sarcină minimă q_1 aplicată de sus în jos, egală cu 10kN/m.

Având dimensiunea tălpii fundațiilor, se stabilesc dimensiunile secţiunii transversale ale fundaţiilor (H), după condițiile impuse la fundațiile excentrice (vezi paragraful 3.3.3.1.). Se determină în continuare diagrama momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare în lungul grinzii de echilibrare, cu care se determină aria de armătură, Fig. 3.46.

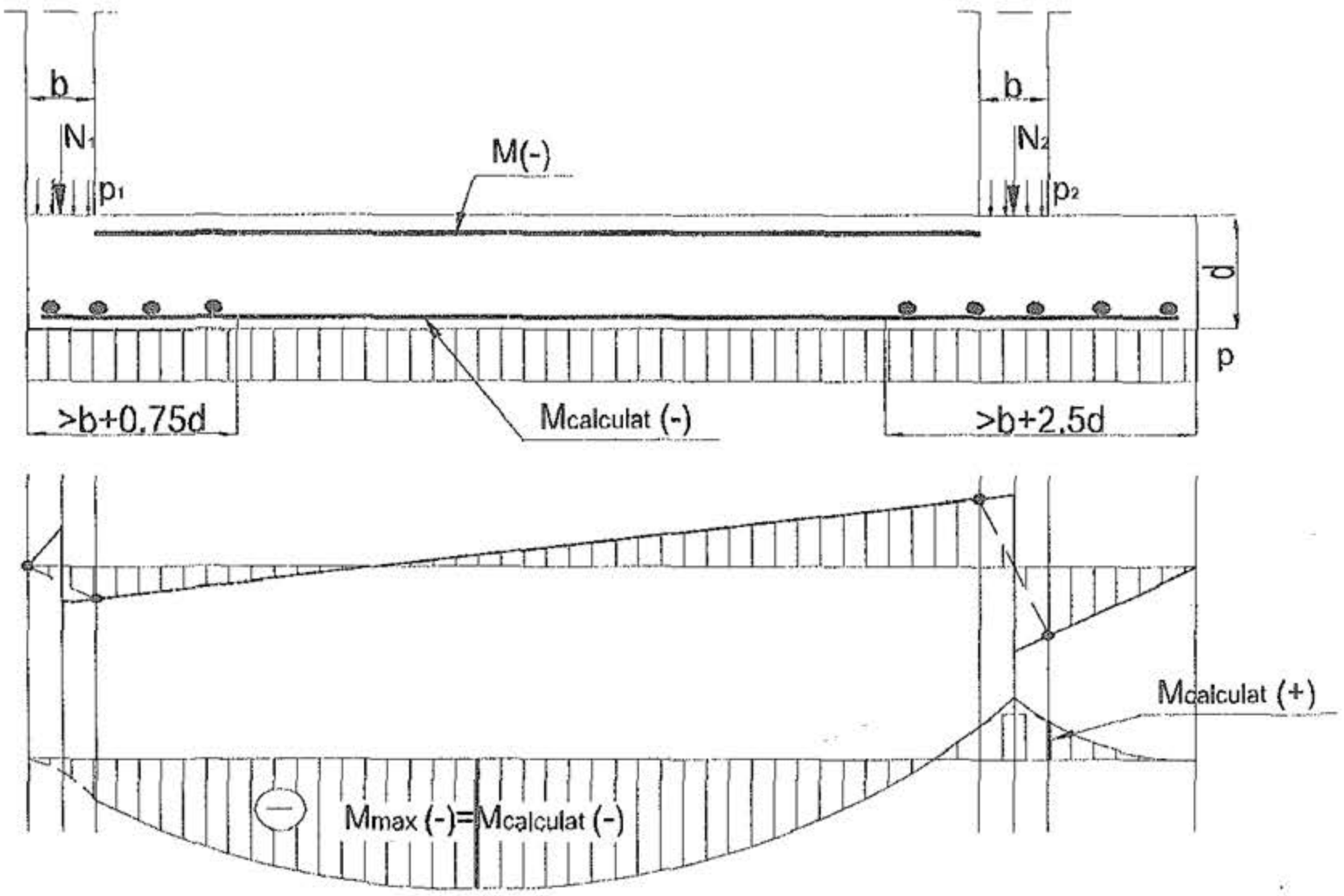


Fig. 3.46. Schema de calcul a solicitărilor secţionale la grinda de echilibrare

Armarea fundaţiilor celor doi stâlpi se face după indicaţiile date la fundaţia izolată elastică.

Armarea grinzii de echilibrare se face cu bare independente şi etrieri, Fig. 3.47.

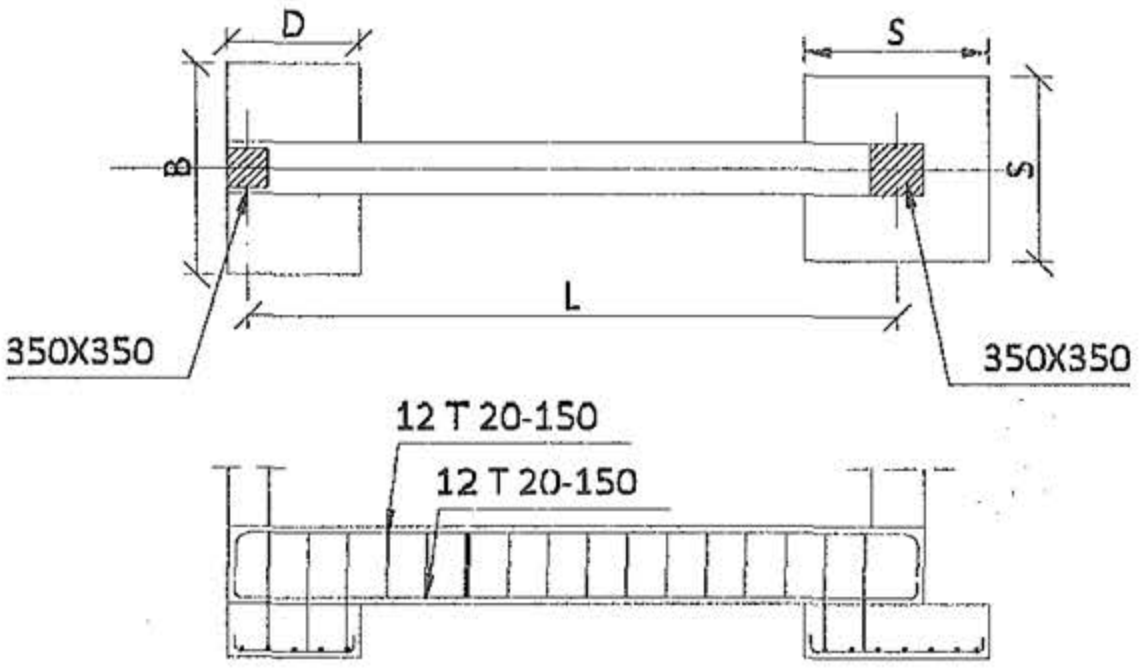


Fig. 3.47. Armarea grinzii de echilibrare

Funcţie de rigiditatea grinzii şi condiţiile de rezemare, pot fi luate în considerare şi alte scheme de calcul, Fig. 3.48.

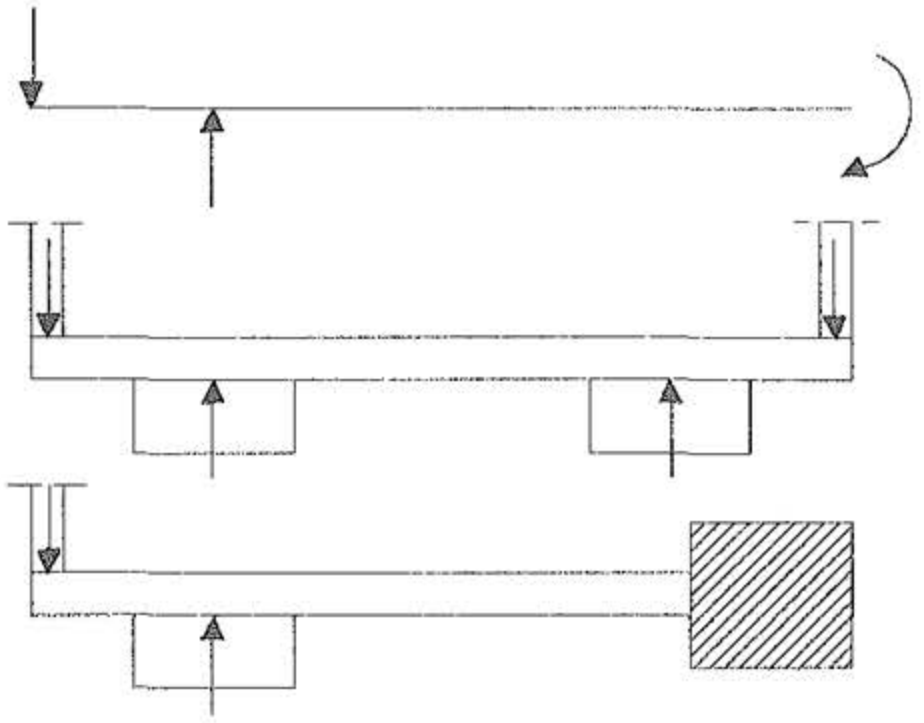


Fig. 3.48. Scheme de calcul ale grinzilor de rigidizare

3.7. Fundaţii izolate tip bloc si cuzinet

Conformarea fundaţiilor rigide depinde de tipul materialului din care e realizat stâlpul, de intensitatea încărcării şi de adâncimea de dispunere a tălpii fundaţiei.

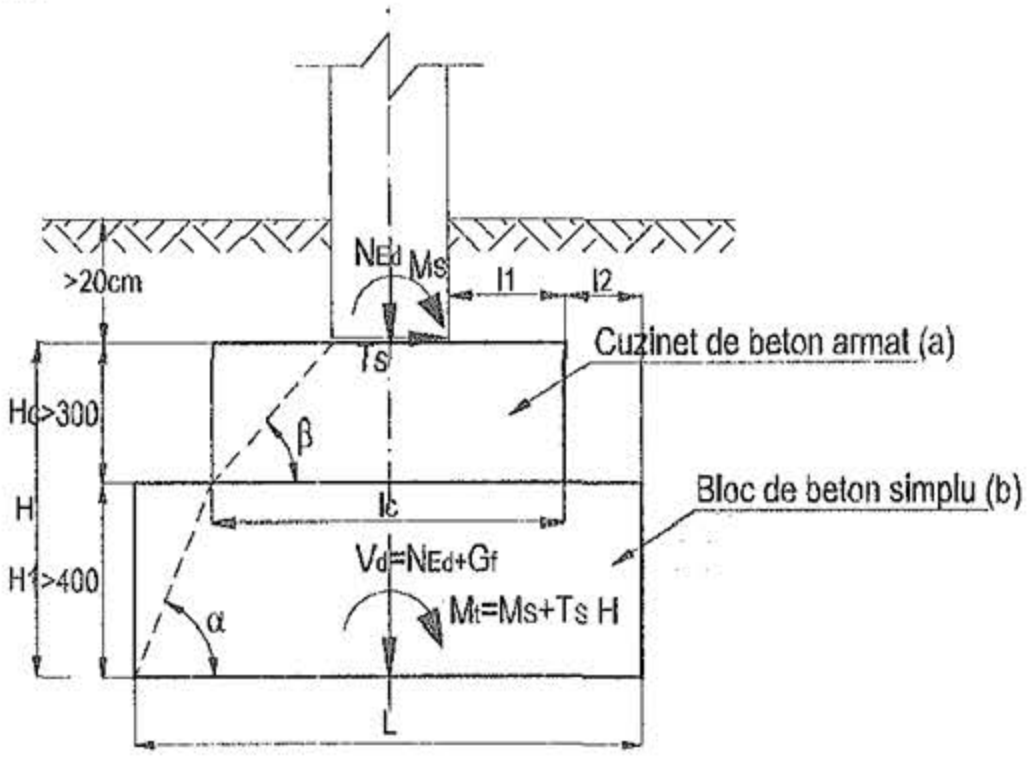


Fig. 3.49. Fundaţie cu bloc de beton simplu şi cuzinet de beton armat

Fundaţia tip bloc de beton şi cuzinet este alcătuită dintr-un cuzinet de beton armat (a) şi un bloc de beton simplu (b), conform Fig. 3.49., în care se încastrează stâlpul. Conformarea fundaţiei urmăreşte a asigura transmiterea încărcărilor de la stâlp la terenul de fundare a cărui capacitate portantă este mult mai mică decât presiunile transmise de stâlp fundaţiei.

Cuzinetul poate fi realizat izolat sub un stâlp, conform Fig. 3.49. sau realizat ca o grindă – cuzinet sub 2 – 3 stâlpi, atunci când aceştia sunt apropiaţi, Fig. 3.50. De asemenea, blocul de beton simplu poate fi realizat cu o treaptă sau cu maxim 2...3 trepte, Fig. 3.51. Alegerea unui bloc cu mai multe trepte se fac atunci când înălțimea totală H rezultată din calcul este mai mare de 700mm.

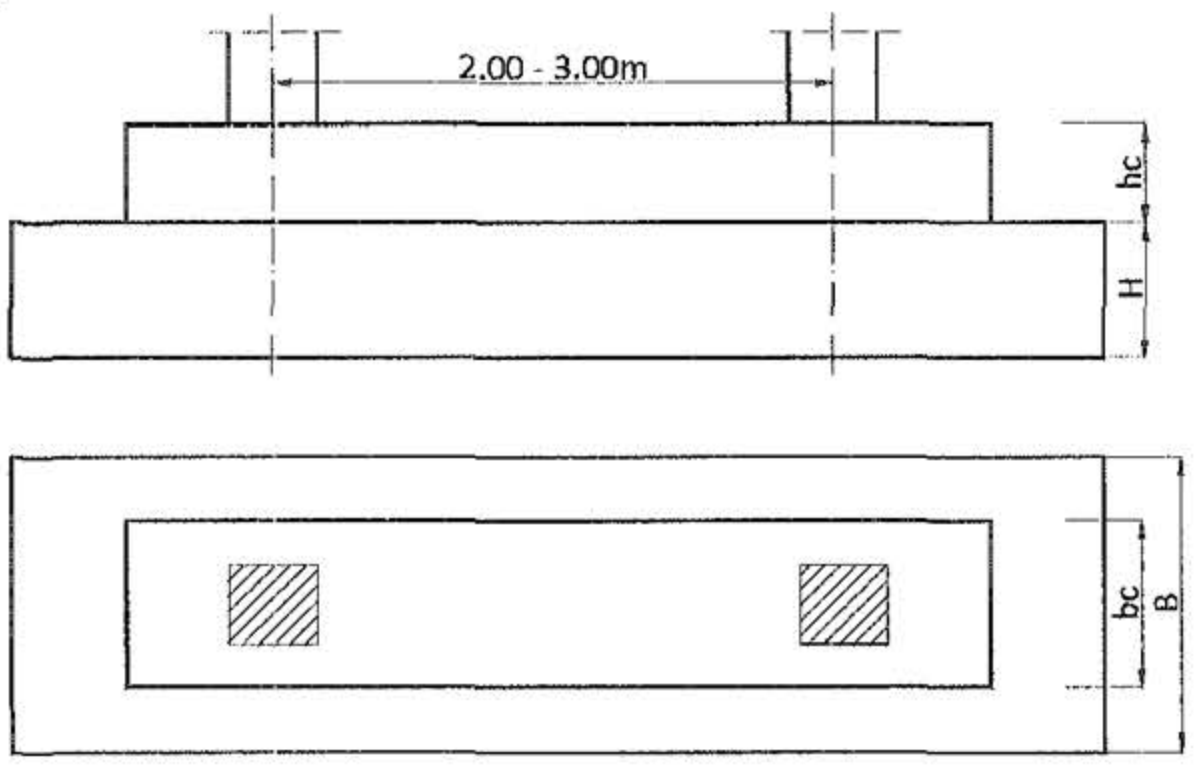


Fig. 3.50. Fundaţii tip bloc si cuzinet comun la doi stâlpi învecinați

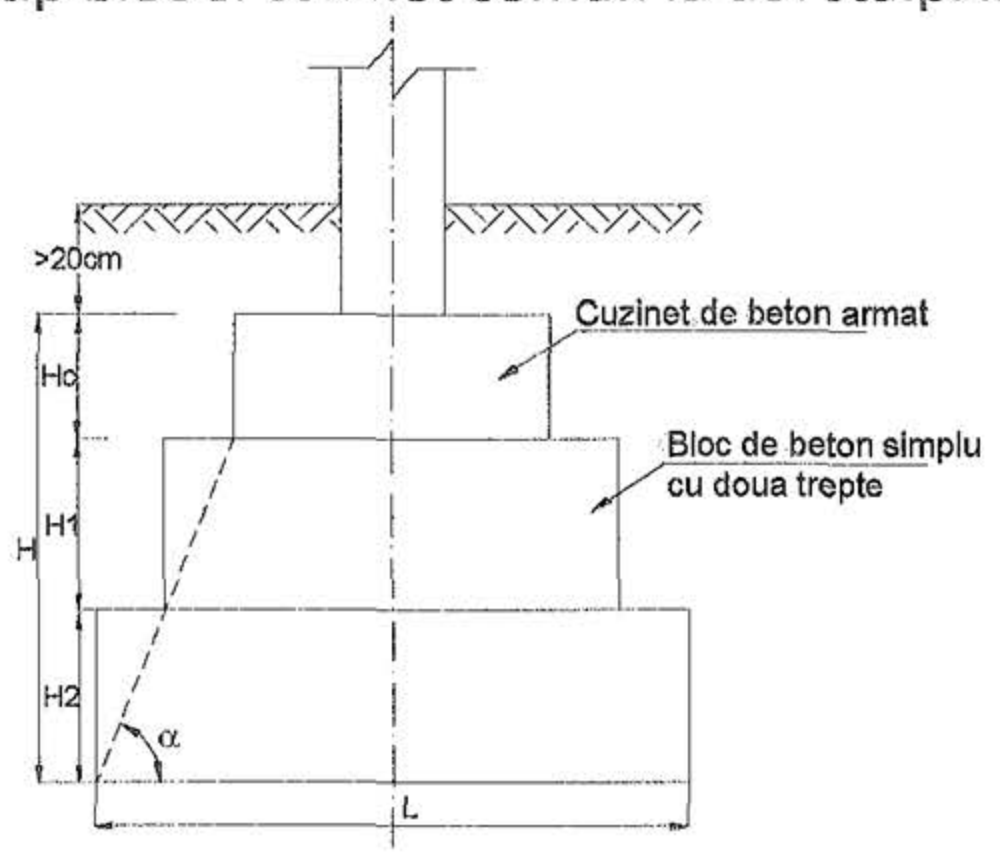


Fig. 3.51. Fundaţie tip bloc în trepte şi cuzinet

3.7.1. Determinarea dimensiunilor blocului de beton simplu

Dimensiunile tălpii blocului de beton simplu: L şi B, rezultă din predimensionare şi verificare, efectuate analog cu cele de la fundaţia tip talpă de beton armat.

La proiectarea fundațiilor rigide, pe terenuri cu capacitate portantă scăzută, sub stâlpi cu încărcări mari, urmărind satisfacerea condiției de presiuni, mărim suprafața în plan a fundației care prin condiția de rigiditate conduce la o înălțime mai mare a fundației și deci la o sporire a greutății acesteia, în asemenea măsură încât nu se mai poate îndeplini condiția de presiuni. Există o limită până la care poate fi dezvoltată latura mare a tălpii fundației:

$$L_{\max} = \sqrt[3]{\frac{4N_{Ed}}{\gamma \cdot tg\alpha}} \tag{3.87}$$

unde: N_{Ed} – solicitarea axială la baza stâlpului,

$\gamma \cong 20kN/m^3$

$tg\alpha$ - conform Tabelului 3.7.

Dacă din încercările de verificare rezultă $L_{nec} > L_{max}$, fundația rigidă nu mai poate fi realizată, impunându-se realizarea altui tip de fundație (elastică) sau îmbunătățirea terenului de fundare (prin pernă de balast etc.).

Determinarea înălţimii blocului de beton se face din condiţia neapariţiei tensiunilor de întindere în nici un punct al secţiunii periculoase a blocului de beton simplu.

Valoarea tensiunilor principale de întindere sunt în funcție de valoarea înălțimii H a blocului de beton, respectiv a unghiurilor α și β, Fig. 3.52.

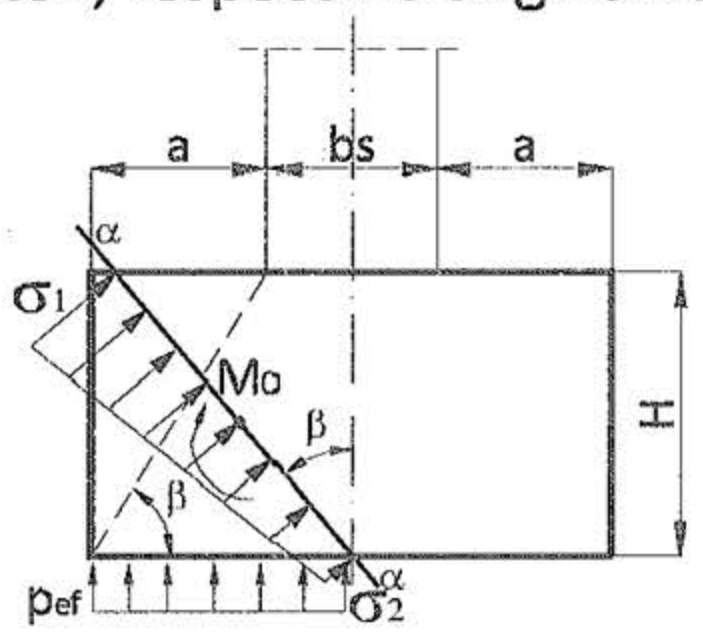


Fig. 3.52. Determinarea înălțimii blocului de beton simplu

Pe măsură ce scade înălțimea blocului, secțiunea cea mai periculoasă se apropie de verticală, iar valorile tensiunilor principale de întindere σ_1 cresc. Plecând de la condiția ca pe secțiunea cea mai solicitată să apară numai tensiuni de compresiune, se poate scrie:

$$\sigma = \frac{M_0}{W_s} \geq 0 \tag{3.88}$$

de unde se obține relația dată de SR EN 1992-1-1, 12.13:

$$H \geq \frac{a}{0,85}\sqrt{\frac{9p_{acc}}{f_{ctd}}} \tag{3.89}$$

în care: p_{acc} – presiunea acceptată pentru terenul de fundare (p_{conv} sau p_{pl}),
f_{ctd} – valoarea rezistenței de calcul la întindere a betonului simplu din fundație.

Pentru asigurarea verificării acestei condiţii, normativul NP 112-2004 impune respectarea condiţiei:

$$tg\alpha \geq tg\alpha_{adm} \tag{3.90}$$

Valorile $tg\alpha_{adm}$ sunt date în Tabelul 3.7. Această condiţie trebuie respectată şi în cazul realizării blocului în trepte, Fig. 3.49., pe toate direcţiile.

Tabelul 3.7. Valorile $tg\alpha_{adm}$

p_{acc} (kPa)	$tg\alpha_{adm}$ (NP 112)	$tg\alpha_{adm}$ (Designers Guide..., 2006)			
	≥C8/10	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
≤200	1,05	1,20	1,10	1,10	1,00
250	1,15	-	-	-	-
300	1,30	1,50	1,40	1,30	1,20
350	1,40	-	-	-	-
400	1,50	1,70	1,60	1,50	1,40
600	1,85	-	-	-	-

Pentru valori intermediare ale presiunilor acceptabile se va utiliza valoarea corespunzătoare presiunii imediat superioare celei efective.

Constructiv, se impune îndeplinirea următoarelor condiţii:

- înălţimea treptei este de minim 400mm la un bloc de beton cu o treaptă,
- blocul de beton poate avea 2 sau maximum 3 trepte, a căror înălţime minimă este de 300mm; înălţimea minimă a treptei inferioare este 400mm,
- clasa betonului este minim C12/15 (CP 012). Adoptarea clasei betonului din blocul de fundare se va face în funcție de clasele de expunere (precizate în SR EN 206).

La stabilirea clasei betonului din blocul de beton simplu trebuie luată în considerare și zdrobirea locală precum şi tensiunile de despicare (SR EN -1-1/2000, 6.1).

Forţa de compresiune maximă cu care poate fi încărcat blocul de beton simplu (talpa cuzinetului) poate fi determinată cu relaţia, Fig. 3.53.

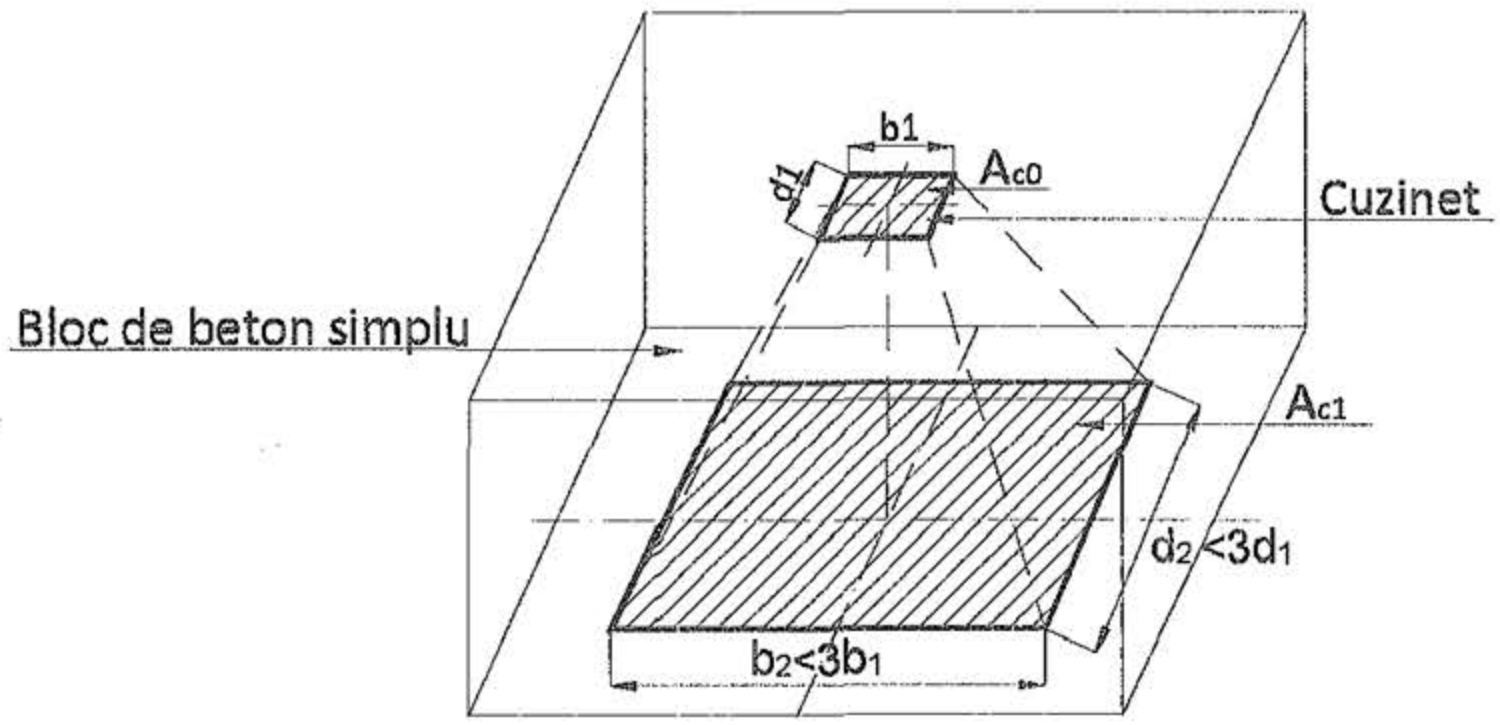


Fig. 3.53. Verificarea la compresiune locală a blocului de beton simplu

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3{,}0 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} \qquad (3.91)$$

în care: A_{c0} – aria încărcată,

A_{c1} – aria maximă de difuzie,

f_{cd} – valoarea de calcul a rezistenţei la compresiune a betonului simplu.

La încărcări mari aplicate pe suprafaţa A_{c0} (la talpa cuzinetului) trebuie să se prevadă şi armături, pentru preluarea eforturilor de întindere transmise datorită efectului de despicare, Fig. 3.54.

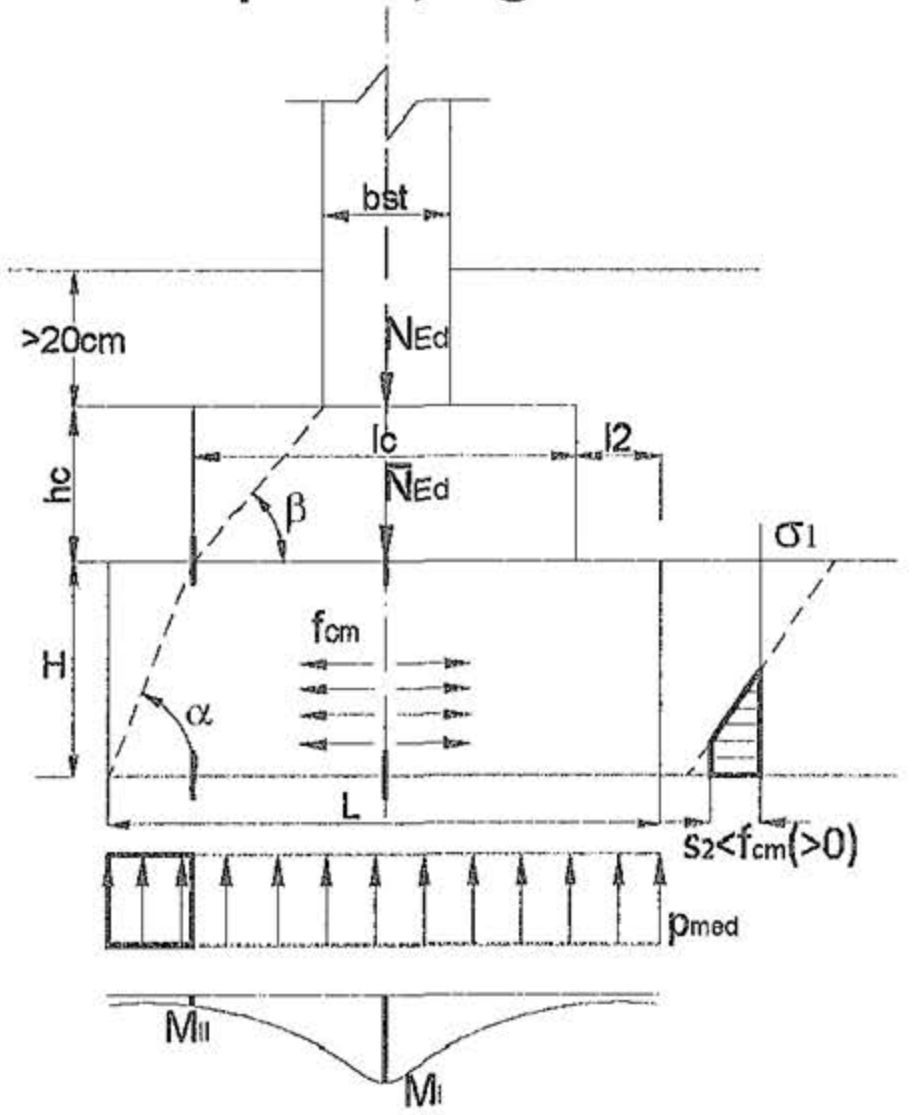


Fig. 3.54. Solicitări de despicare care apar în blocul de beton simplu

Valoarea forţei de despicare F_s poate se determină cu relaţia (vezi paragraful 3.2.)

$$F_s = 0,25\left(1-\frac{b_{st}}{h}\right)\overline{N}_{Ed} \tag{3.92}$$

în care h – valoarea cea mai mică dintre L și B.

Armătura transversală:

$$A_a = \frac{F_s}{0,8\cdot f_{yd}}, \tag{3.93}$$

în care: f_{yd} - rezistenţa de calcul la întindere a armăturii.

Presiunile transmise pe faţa superioară a cuzinetului sunt egale cu presiunea din stâlp. De aceea, clasa betonului din cuzinet trebuie să fie aceeaşi cu aceea din stâlp. Alegerea unei clase inferioare poate fi făcută numai pe baza verificării la strivire locală.

Rosturile orizontale de turnare a betonului se vor trata în conformitate cu recomandările SR EN 1992.

În cazul blocului de beton simplu dispus sub mai mulţi stâlpi, Fig. 3.55. este necesară verificarea blocului de beton la forfecare sub acţiunea presiunilor de contact. Verificarea la forfecare se face conform SR EN 1992. Forţa de forfecare care solicită blocul de beton simplu se determină cu relaţia:

$$T = B\cdot p_m \cdot L \tag{3.94}$$

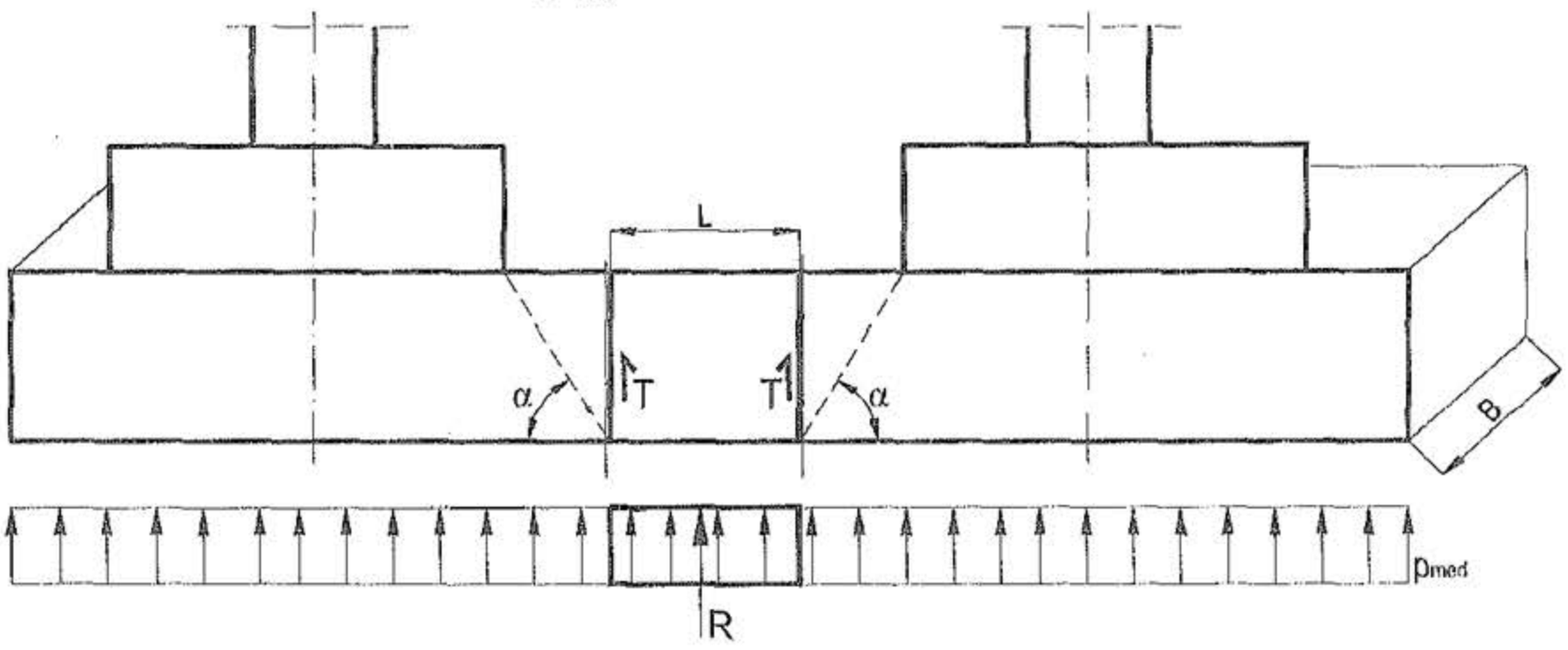


Fig. 3.55. Fundații continue rigide sub mai mulți stâlpi

3.7.2. Determinarea dimensiunilor cuzinetului

Cuzinetul are în mod obişnuit formă prismatică, Fig. 3.56. În cazul în care lungimea consolei (l_1) este mai mare de 400mm, el poate fi realizat şi cu teşirea feţei superioare, fără ca unghiul de teşire să fie mai mare de 30^0. Din motive tehnologice se recomandă adoptarea formei prismatice.

- Clasa minima de beton este C12/15. Ea rezultă şi din condiţia de rezistenţă la compresiune locală a betonului din cuzinet în secţiunea de rezemare a stâlpului ($R_{c\ cuzinet} \geq 0.7\ R_{c\ stâlp}$),
- Pentru bloc cu o treaptă, se respectă raportul:

$$\frac{l_c}{L} = \frac{b_c}{B} = 0.50 \div 0.65 \tag{3.95}$$

- Pentru bloc cu 2÷3 trepte, se respectă raportul:

$$\frac{l_c}{L} = \frac{b_c}{B} = 0.40 \div 0.50 \tag{3.96}$$

Pentru determinarea înălţimii cuzinetului trebuie îndeplinită condiţia ca blocul de beton armat (cuzinetul) să nu foarfece pe conturul perimetrului stâlpului. Comportarea reală a cuzinetului este mai bună decât cea rezultată din condiţia de mai sus, deoarece nu se poate produce forfecarea cuzinetului fără forfecarea blocului de beton pe care reazemă. Din acelaşi motiv, la alegerea înălţimii cuzinetului se ţine seama de următoarele condiţii:

- $H_c \geq 300mm$,
- $\frac{H_c}{l_c} \geq 0{,}25$, (3.97)
- $tg\beta \geq 2/3$,
- Dacă $tg\beta \geq 1$ nu mai este necesară verificarea cuzinetului la forţă tăietoare,
- Respectarea condiţiei de ancorare a armăturilor pentru stâlp, cu lungimea $l_{bd}+250mm$, unde l_{bd} se determină conform SR EN 1992 ($l_{bd} = 50\ d_{be}$).

3.7.3. Armarea cuzinetului

Armătura de rezistenţă de la baza cuzinetului se determină pentru preluarea momentului încovoietor determinat în secţiunile din jurul stâlpului, prin încărcarea suprafeţei tălpii cuzinetului cu diagrama de presiuni pe talpa cuzinetului din încărcările exterioare.

a. Armătura de rezistenţă de la talpa cuzinetului, mărcile (1) şi (2) sunt sub formă de bare independente dispuse paralel cu laturile cuzinetului, Fig. 3.56.

   Condiţiile constructive pe care trebuie să le îndeplinească sunt:

   $\varnothing_{min} \geq 10mm$,

$$d_{min} \geq 100mm \;/\; d_{max} \leq 250mm \qquad (3.94)$$

μ_{min}- conform Tabelului 3.5.

Pentru determinarea lungimii de ancoraj a armăturii de rezistenţă se va folosi verificarea de la capitolul 4.3.3.1.

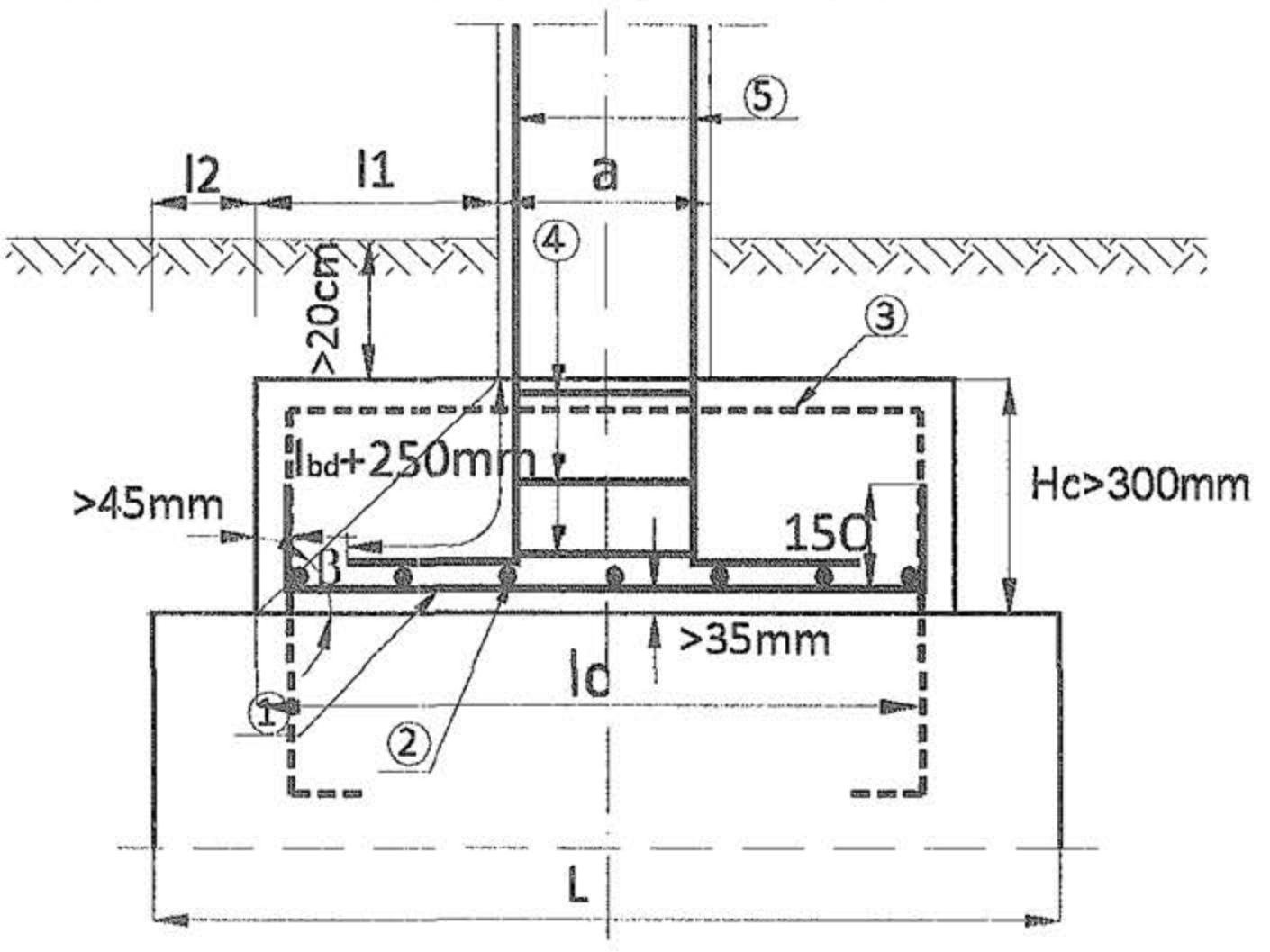


Fig. 3.56. Armarea cuzinetului

b. Armătura de la partea superioară a cuzinetului, Fig. 3.57., marca (3), asigură legătura dintre cuzinet şi blocul de beton simplu.

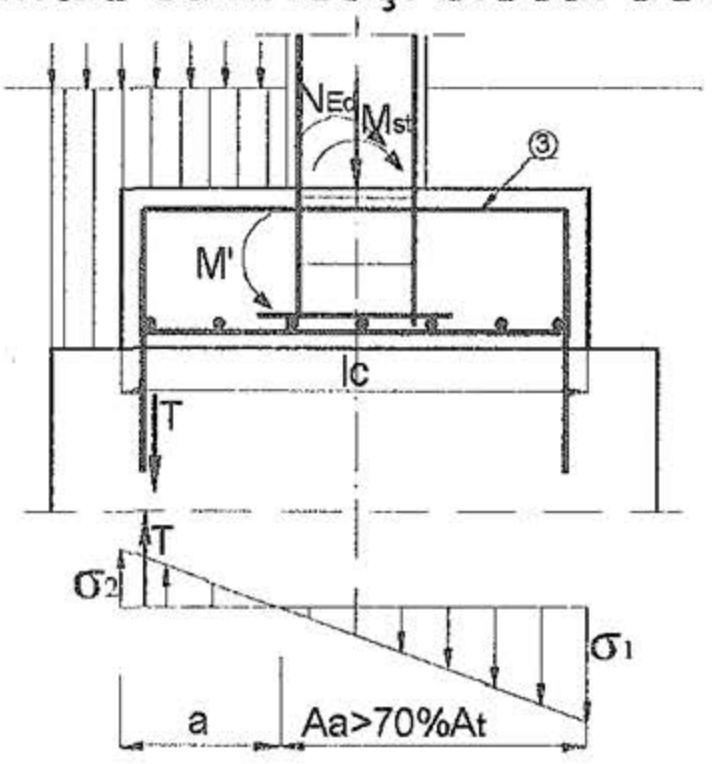


Fig. 3.57. Armătura de la partea superioară a cuzinetului

- Dacă pe suprafaţa tălpii cuzinetului apar numai tensiuni de compresiune, *nu* este necesar calculul / dispunerea acestei armături de ancoraj.
- În cazul în care pe suprafaţa tălpii cuzinetului apar şi tensiuni de întindere, pentru preluarea acestora se impune prevederea acestei armături de ancoraj.

Se ia în considerare o rezistenţă de calcul a betonului, cu valoarea (conform NP 112-2004):

$$R^{*}_{calc} = \frac{2 \cdot M^{+}_{st\ cap,cuz}}{b_c \cdot l_c^2} \tag{3.99}$$

unde: b_c, l_c – este lăţimea, respectiv lungimea tălpii cuzinetului.

Armătura se distribuie uniform pe laturile cuzinetului şi se prevede cu ciocuri cu lungimea minimă de 15ϕ.

Dacă datorită unor încărcări de calcul mari, apare o distribuţie a presiunilor conform Fig. 3.57., armătura marca (3) se dispune pentru preluarea tensiunilor de întindere.

$$T = \frac{1}{2}\sigma_2 \cdot a \cdot b_c \tag{3.100}$$

Calculul ariei de armătură supusă la întindere simplă se determină cu relaţia:

$$A_{at} = \frac{T}{0,8 f_{yd}} \tag{3.101}$$

În acest caz se impune şi verificarea la moment negativ (M^{-}) a cuzinetului încărcat cu forţele dezvoltate în armăturile de ancorare.

Armăturile marca (3) se dispun sub forma a cel puţin 3 bare ϕ12mm. Condiţiile constructive pe care trebuie să le îndeplinească această armătură sunt aceleaşi cu cele ale armăturii de rezistenţă a cuzinetului.

c. Armăturile pentru stâlp (mustăţi), marca (5), asigură conectarea cuzinetului cu stâlpul de beton armat, Fig. 3.56. Ele rezultă din dimensionarea/verificarea stâlpului. Au aceleaşi număr de bare, acelaşi diametru şi poziţie în plan ca armătura de la baza stâlpului. Pentru poziţionarea armăturilor verticale pentru stâlp se dispun etrieri în cel puţin trei secţiuni. Armăturile trebuie prelungite în fundaţii pe o lungime de cel puţin l_{bd}+250mm. Armătura de legătură trebuie montată în cuzinet înainte de turnarea acestuia.
Lungimea de înnădire de calcul, dintre armătura de legătură şi armătura stâlpului, se considera conform SR EN 1992, relaţia 8.4. La stâlpii armaţi cu 4 bare la colţuri, înnădirea tuturor barelor se face în aceeaşi secţiune. Pentru stâlpii care au mai mult de 8 bare, înnădirea se recomandă să se facă în cel puţin două secţiuni. Dacă

avem încărcări mari înnădirea se recomandă să se facă la nivelul parterului (construcţiei cu subsol).

În zona de înnădire a armăturilor stâlpului de mustăţile fundaţiei se dispun etrieri mai deşi (≤10ϕ).

d. Armăturile înclinate se dispun numai dacă tgβ<1, pentru preluarea forţei tăietoare în consolele cuzinetului. În general se recomandă ca tgβ≥1, fără prevederea unei armături înclinate în cuzinet.

3.7.3.1. Calculul momentelor încovoietoare pentru dimensionarea armăturii de rezistenţă de la talpa cuzinetului

Calculul momentelor încovoietoare pozitive în cuzinet se face considerând încastrarea consolelor în secţiunea de la faţa stâlpului, Fig. 3.58.

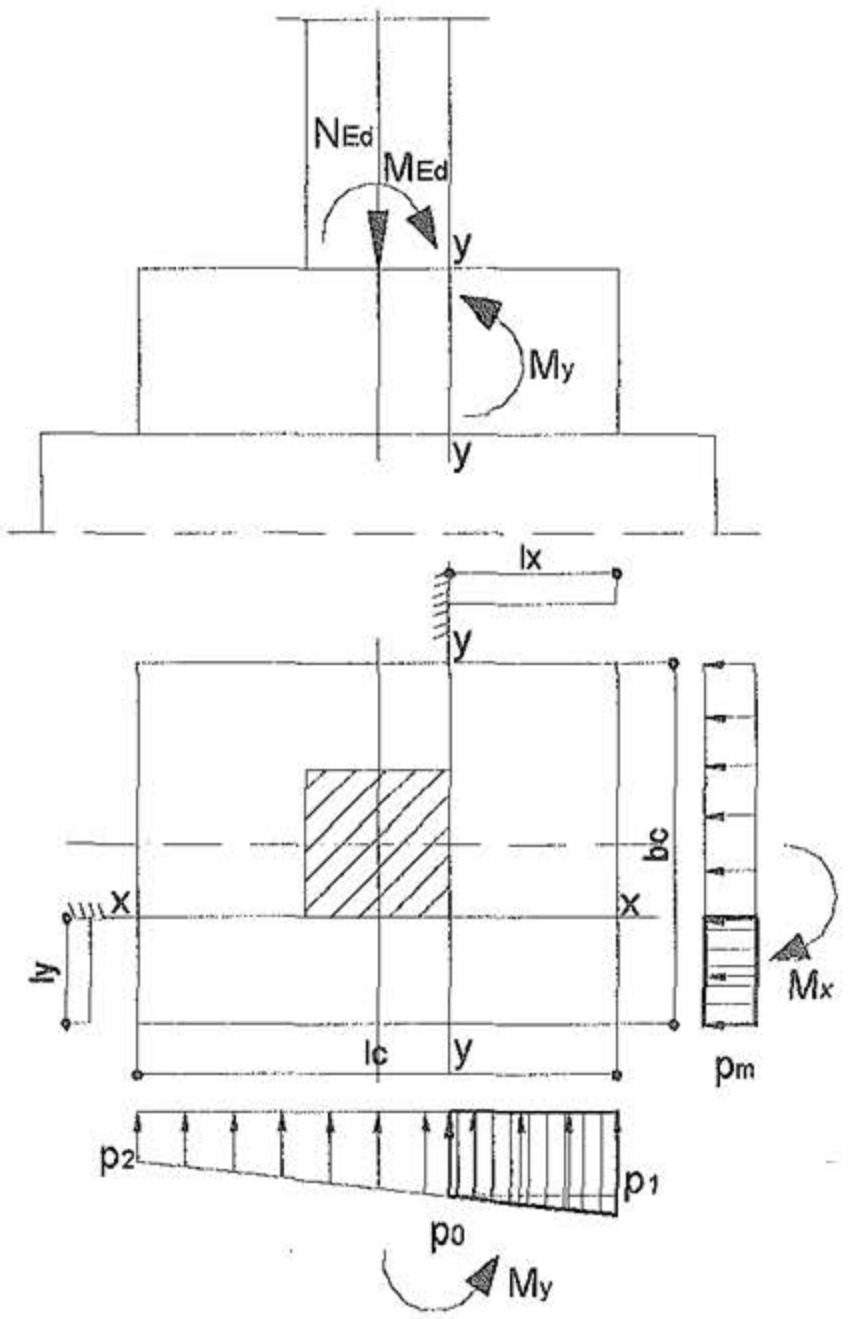


Fig. 3.58. Calculul momentelor încovoietoare în cuzinet

Se recomandă folosirea metodelor aproximative (vezi fundaţia tip talpă de beton armat), din presiunile pe suprafaţa de contact dintre cuzinet şi bloc (nu luăm în considerare greutatea proprie a cuzinetului).

Calculul momentelor încovoietoare M_x şi M_y se face încărcând consolele din dreapta stâlpului și de sub axa x cu presiunea de pe suprafaţa de contact, conform Fig. 3.58.

$$M_x = l_c \cdot (l_y \cdot p_m \cdot \frac{l_y}{2}) = l_c \cdot p_m \cdot \frac{l_y^2}{2} \quad (3.102)$$

$$M_y = b_c \cdot \left[l_x \cdot p_0 \cdot \frac{l_x}{2} + (p_1 - p_0) \cdot l_x \cdot \frac{2 \cdot l_x}{3} \cdot \frac{1}{2} \right] = b_c \cdot \left[p_0 \cdot \frac{l_x^2}{2} + (p_1 - p_0) \cdot \frac{l_x^2}{3} \right] \quad (3.103)$$

$$p_m = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (3.104)$$

Dacă $p_2<0$ pentru determinarea diagramei de presiuni pe talpa fundaţiei admitem $p_2=0$, iar:

$$p_1 = \frac{2 \cdot N_{ST}}{3 \cdot b_c \cdot c}, \text{ unde } c = \frac{l_c}{2} - e, \quad e = \frac{l_c}{6} \quad (3.105)$$

Când pentru momente mari aria activă de pe suprafaţa de contact cuzinet-bloc este mai mică de 80% din talpa cuzinetului ($l_c x b_c$), momentele încovoietoare de calcul a armăturii sunt momentele încovoietoare din stâlpi pe cele două direcţii:

$M_x=M_{x,st}$, $M_y=M_{y,st}$. (3.102)

Cu valorile momentelor încovoietoare de calcul se determină aria de armătură care se dispune pe cele două direcții, în conformitate cu recomandările SR EN 1992-1-1 (armare simplă).

O metodă simplă pentru calculul armăturii este şi metoda barelor, Fig. 3.59. Valoarea lui:

$$Z = \frac{N_{Ed}}{4 l_c} (l_c - a) . \quad (3.103)$$

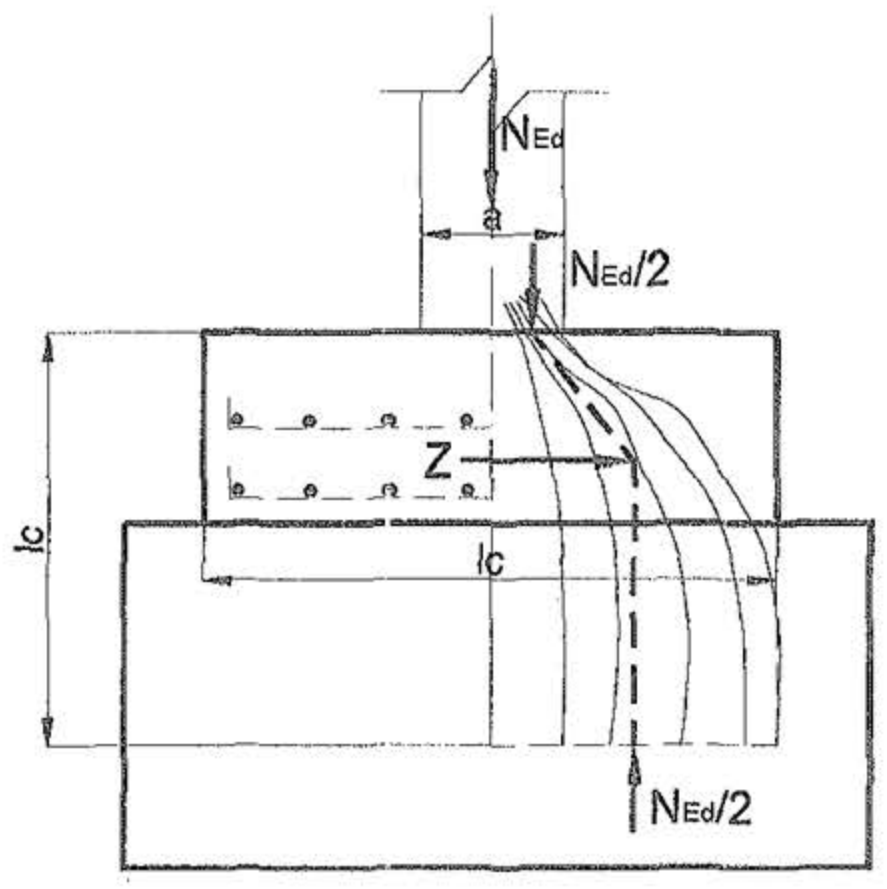


Fig. 3.59. Calculul tensiunilor de la partea inferioara a cuzinetului cu metoda barelor

Pentru preluarea tensiunii Z se calculează: $A_a = \frac{Z}{f_{yd}}$.

Cunoscând valoarea momentelor care solicită cuzinetul, aria armăturii necesare pentru preluarea acestor momente se calculează cu relaţiile date de SR EN 1992-1-1.

3.8. Fundaţii solicitate la sarcini înclinate

Construcţiile transmit fundaţiei şi terenului de fundare, în majoritatea cazurilor, pe lângă sarcini verticale şi sarcini orizontale generate de acţiunea vântului sau a seismului, care suprapuse conduc la sarcini înclinate. La unele structuri, prin modul de conlucrare statică cu terenul de fundare, apar sarcini înclinate de compresiune sau smulgere care mobilizează prin forma pe care o au fundaţiile rezistenţa pasivă a pământului.

În asemenea situaţii, pentru a echilibra acţiunea sarcinilor înclinate, se impun sisteme de fundaţii din blocuri, de tipul fundaţiilor rigide, capabile să asigure transmiterea către terenul de fundare şi a componentelor orizontale.

3.8.1. Fundaţii rigide sub formă de blocuri de beton

În funcţie de caracteristicile terenului de fundare, precum şi de valorile reacţiunilor din boltă sau stâlp, se poate întâlni o mare varietate de blocuri de fundaţie. Acestea pot fi cu talpa fundaţiei orizontală sau înclinată, Fig. 3.60., feţele laterale verticale, iar partea superioară înclinată şi racordată la extradosul bolţii.

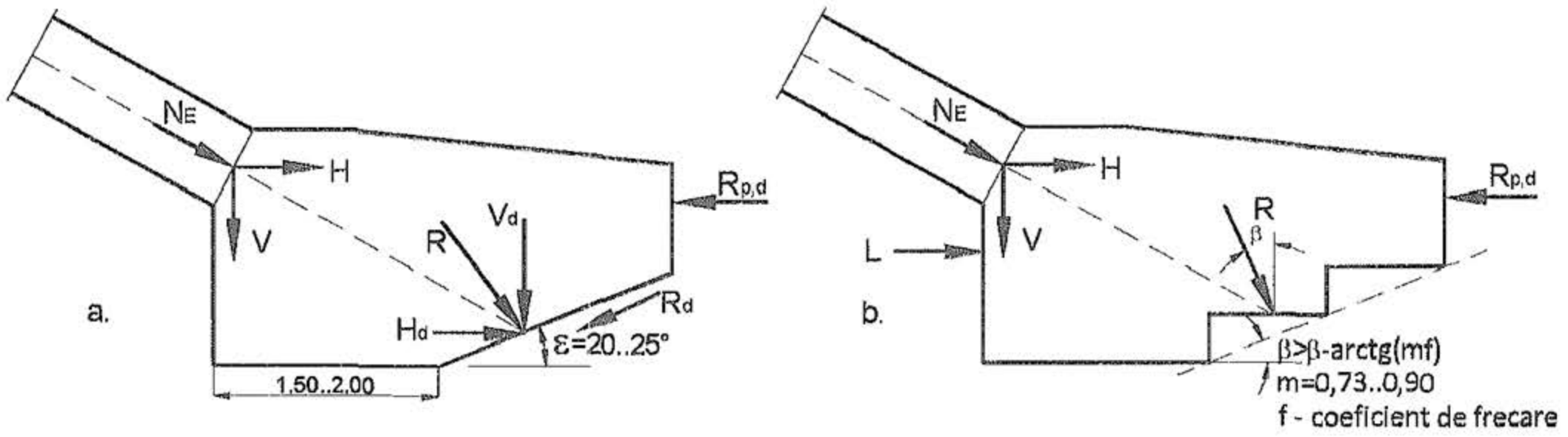


Fig. 3.60. Fundaţii pentru sarcini înclinate

Fața superioară nu poate avea o înclinare mai mare de 30^0, pentru a asigura stabilitatea betonului proaspăt. Dacă se impune ca această înclinare să fie mai mare, se impune ca pe zona din vecinătatea stâlpului înclinat să se prevadă o banchetă (~300-500mm) pentru turnarea betonului și o cofrare a feței superioare a blocului de beton.

Reacţiunea R trebuie să fie cuprinsă în sâmburele central al bazei, pentru a avea pe talpa fundaţiei numai eforturi unitare de compresiune. În cazul unor terenuri slabe de fundare se poate realiza o mărire a blocului de fundaţie. Trecerea de la naşterea bolţii la talpa fundaţiei se realizează urmărind ca în fiecare secţiune a blocului reacţiunea să fie cât mai centrată.

Forma geometrică a fundaţiei se stabileşte astfel încât sarcina înclinată care acţionează fundaţia, împreună cu greutatea proprie a acesteia şi eventual cu acţiunea activă şi pasivă a terenului, să asigure transmiterea componentei verticale terenului de fundare, fără a se depăşi capacitatea portantă a terenului și transmiterea componentei orizontale, astfel încât să fie asigurată stabilitatea fundaţiei la alunecare şi răsturnare.

Calculul blocului de greutate la acţiunea componentei verticale este identic cu calculul fundaţiilor izolate rigide.

Verificarea stabilităţii blocului la acţiunea componentei orizontale se face cu ajutorul relaţiei (SR EN 1997-1):

$$H_d \le R_d + R_{p,d} \qquad (3.108)$$

în care:

H_d şi V_d – reprezintă componenta verticală, respectiv orizontală a rezultantei încărcărilor de calcul la nivelul tălpii stâlpului,

$R_{p,d}$ – rezultanta orizontală a rezistenţei pasive a terenului calculată cu luarea în considerare a valorii deplasării ($=k_p/2$),

R_d – rezistenţa de calcul la alunecare a terenului de fundare:

Condiţii drenate: $R_d = V_d \cdot tg\delta_d$ (3.109)

unde: δ_d - coeficient de frecare pe talpa fundaţiei conform normativului NP 012-2004.

Condiţii nedrenate: $R_d = A_c \cdot c_{ud}$ (3.110)

unde: c_{ud} - valoarea de proiectare a coeziunii terenului în stare nedrenată (încercare tip UU).

În relaţia anterioară valoarea lui δ_d se poate lua din Tabelul 3.8. sau cu se poate calcula cu relaţiile:

$$\delta_d = \frac{2}{3}\varphi'_{cv,d} \quad \text{- talpa prefabricată} \tag{3.111}$$

$$\delta_d = \varphi'_{cv,d} \quad \text{- beton turnat în săpătură} \tag{3.112}$$

unde: $\varphi'_{cv,d}$ - este unghiul de frecare internă efectiv de calcul (încercarea CD).

Tabelul 3.8. Valorile $tg\delta_d$

Denumirea pământului	$tg\delta_d$
Argile: $I_c < 0,75$	0,25
$I_c \geq 0,75$	0,30
Argile nisipoase şi nisipuri argiloase	0,30
Nisipuri fine prăfoase	0,40
Pietrişuri, prundişuri, nisip mare	0,50
Terenuri stâncoase	0,60

Dacă este posibil ca aerul sau zăpada să atingă suprafaţa tălpii fundaţiei, rezemată pe un pământ coeziv (argilă) nedrenat, se impune și verificarea condiţiei:

$$R_d \leq 0,4 \cdot V_d \tag{3.113}$$

În cazul în care, sub acţiunea forţelor orizontale preluate de fundaţie, este posibilă apariţia unei suprafeţe de alunecare printr-un strat de pământ sub fundaţie, se va verifica ca eforturile tangenţiale dezvoltate în teren să nu depăşească rezistenţa la forfecare a acestuia.

Pentru mărirea stabilităţii la alunecare a fundaţiei, aceasta se execută cu talpă înclinată sau în trepte, Fig. 3.61.

În această situație verificarea la alunecare se face cu relația:

$$R'_d \leq V'_d \cdot tg\delta_d \tag{3.114}$$

în care: $R'_d = H_d \cdot \cos\varepsilon + V_d \cdot \sin\varepsilon$ (3.115)

$$V'_d = V_d \cdot \cos\varepsilon + H_d \cdot \sin\varepsilon \tag{3.116}$$

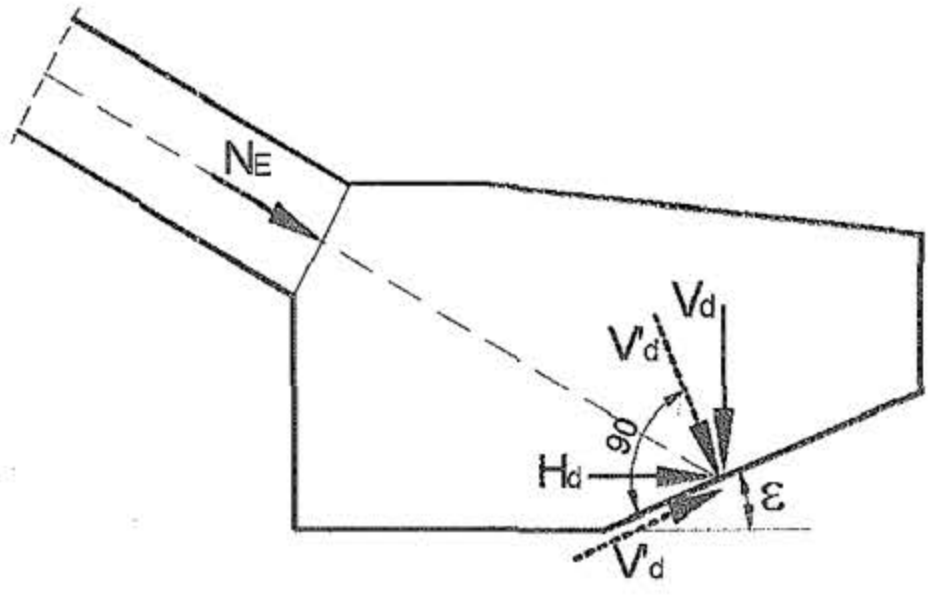
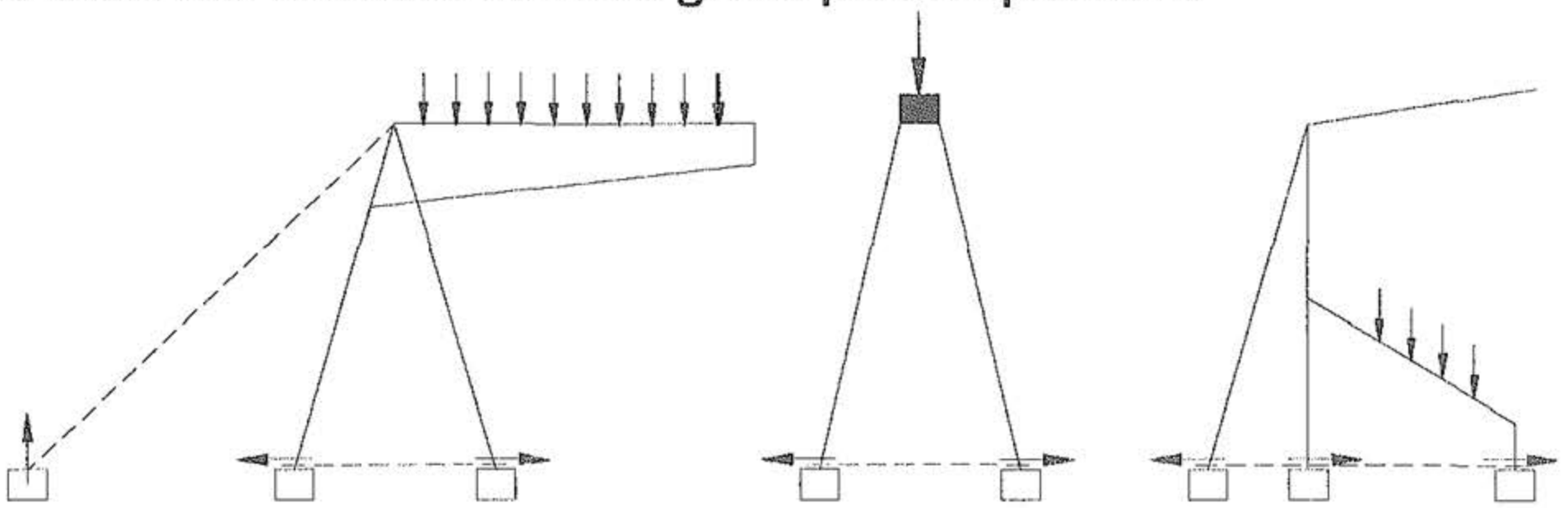


Fig. 3.61. Executarea blocului de fundare cu talpa înclinată

În cazul în care se transmit sarcini importante la talpa fundației, Fig. 3.62., pentru preluarea sarcinilor orizontale de la nivelul de încastrare a stâlpului în fundație, se recomandă ca acestea să fie preluate prin grinzi transversale din beton armat sau grinzi precomprimate.



a. b. c.

Fig. 3.62. Structuri care transmit sarcini orizontale importante

În acest caz, la nivelul superior, fundațiile se leagă cu grinzile de beton armat, acestea dimensionându-se la întindere simplă / fisurare. Prevederea unor cabluri se ancoraj nu este recomandată datorită efectului coroziunii asupra elementelor metalice.

În cazul în care rezultanta sarcinilor orizontale este una de alunecare, Fig. 3.62.c., se va face verificarea la alunecare, conform relației (3.108) pentru întreg sistemul de fundare, Fig. 3.63.

Se recomandă ca în aceste situații să se asigure o bună rigidizare a sistemului prin grinzi de contravântuire longitudinale.

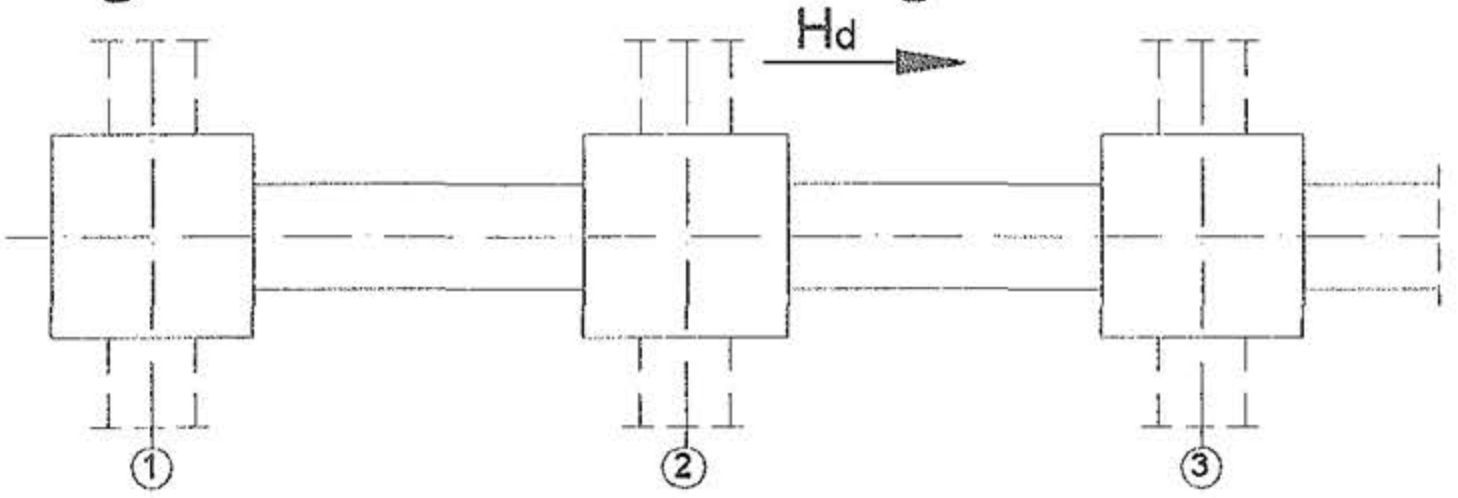


Fig. 3.63. Verificarea la alunecare a sistemului de fundare

Dacă între blocul de beton şi terenul înconjurător se asigură un contact bun prin compactarea pământului de umplutură, în verificarea la alunecare se poate lua în considerare şi împingerea pământului ($R_{p,d}$).

La determinarea reacţiunii pasive a pământului asupra blocului de beton se va lua în considerare efectul conlucrării spaţiale a prismului de pământ care se opune deplasării blocului, Fig. 3.64.

În acest caz avem:

$$R'_{p,d} = \frac{1}{2}\gamma \cdot D^2 K'_p \qquad (3.117)$$

în care $\overline{K}_p$ - este coeficientul de împingere pasivă spaţială:

$$K'_p = \overline{K}_p\left(B + \frac{4,7}{\overline{K}_p}\right) \qquad (3.118)$$

iar $\overline{K}_p = \frac{1}{2} tg^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ (3.119)

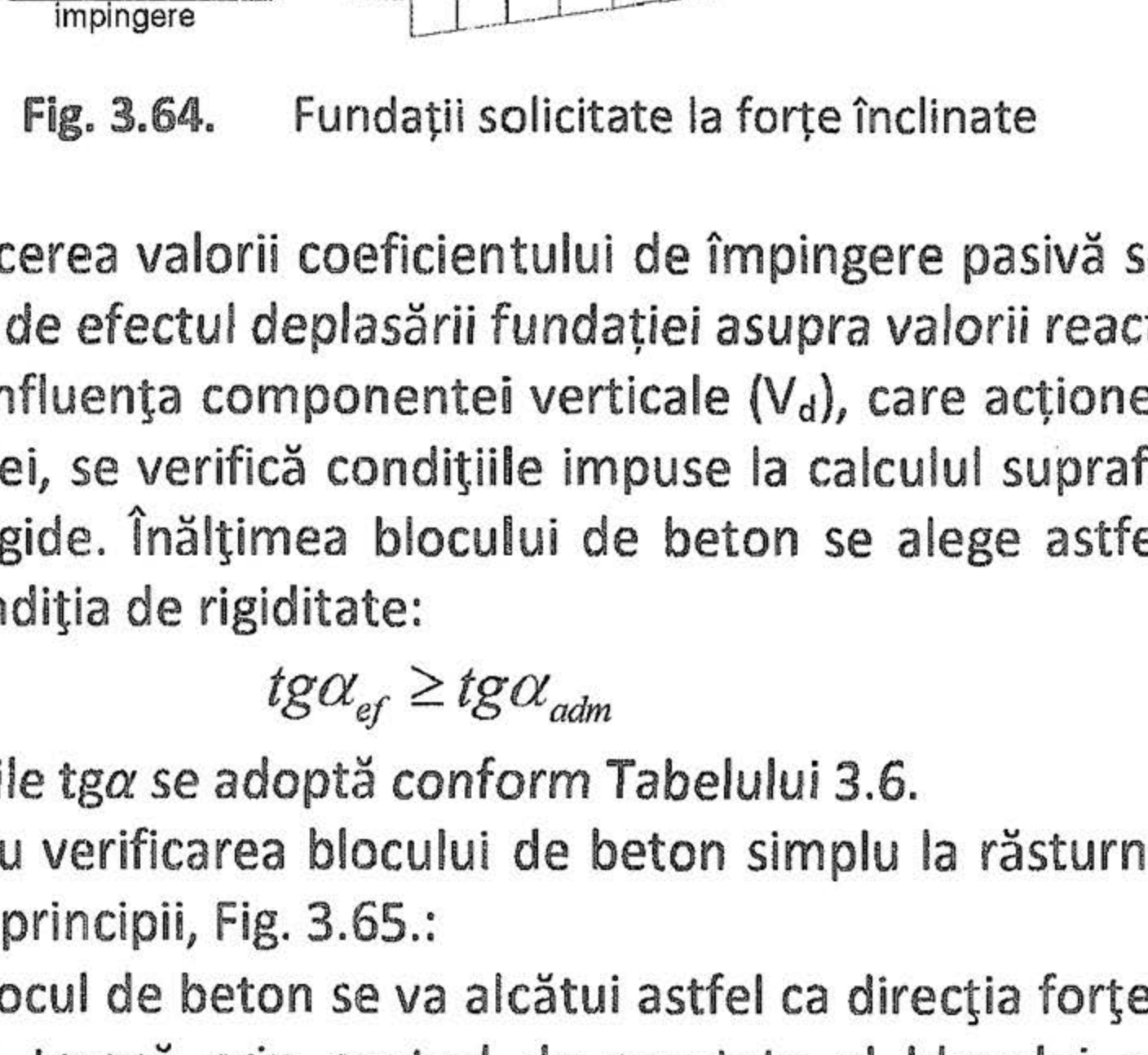


Fig. 3.64. Fundații solicitate la forțe înclinate

Reducerea valorii coeficientului de împingere pasivă se face pentru a ține seama de efectul deplasării fundației asupra valorii reacțiunii pasive.

Sub influenţa componentei verticale (V_d), care acționează la nivelul tălpii fundaţiei, se verifică condiţiile impuse la calculul suprafeţei în plan a fundaţiilor rigide. Înălţimea blocului de beton se alege astfel încât să fie verificată condiţia de rigiditate:

$$tg\alpha_{ef} \geq tg\alpha_{adm} \qquad (3.120)$$

Valorile $tg\alpha$ se adoptă conform Tabelului 3.6.

Pentru verificarea blocului de beton simplu la răsturnare se impun următoarele principii, Fig. 3.65.:

- Blocul de beton se va alcătui astfel ca direcţia forţei înclinate (R) să treacă prin centrul de greutate al blocului, verificându-se condiţia de stabilitate:

$$F_s = \frac{M_{sG}}{M_{rR}} \geq 1{,}5 \qquad (3.121)$$

– În cazul în care este posibil, aceeaşi direcţie să treacă pe sub punctul posibil de răsturnare pentru a da numai moment de stabilitate, Fig. 3.65.b.

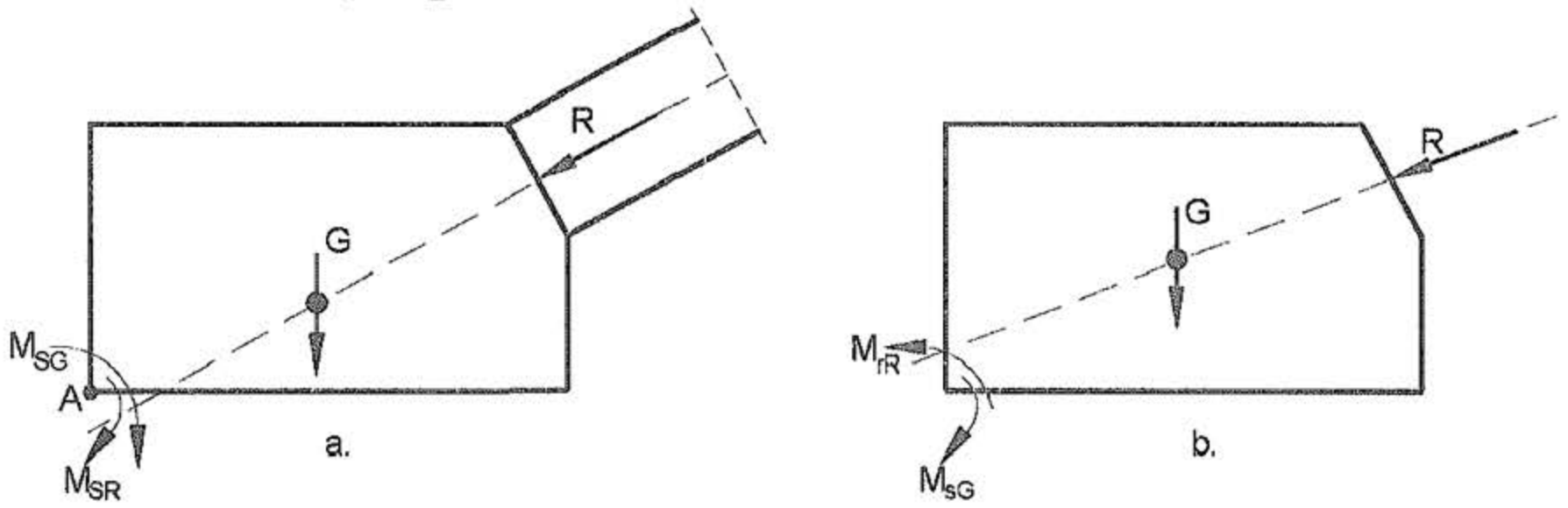


Fig. 3.65. Verificarea la răsturnare

3.8.2. Bloc de fundaţie solicitat la smulgere

Preluarea eforturilor de smulgere poate fi asigurată prin: blocuri de ancoraj de greutate, piloţi sau grupuri de piloţi, plăci de ancoraj etc.

1. Blocuri de ancoraj de greutate, Fig. 3.66.

Componenta verticală va fi echilibrată de greutatea proprie a blocului încât să avem satisfăcută condiţia:

$$\frac{G_f}{V} > 1{,}6..2{,}0 \qquad (3.122)$$

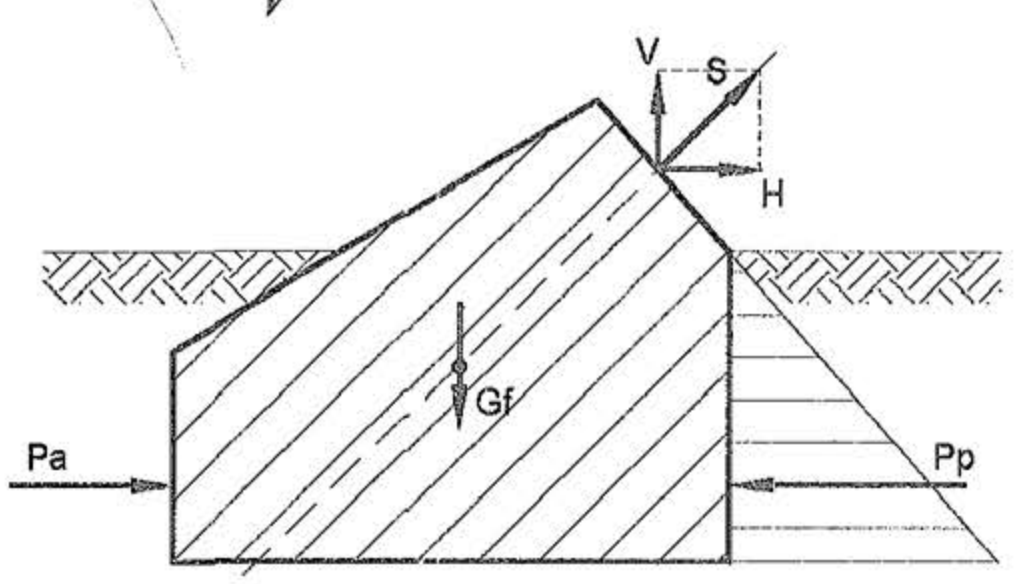


Fig. 3.66. Bloc de fundaţie solicitat la smulgere

Componenta orizontală va fi preluată prin frecare pe talpă şi rezistenţa pasivă, verificându-se condiţia de lunecare (3.108).

În cazul prevederii unui bloc pe piloţi, sarcina verticală şi orizontală se va preda piloţilor şi terenului.

Pentru reducerea consumurilor de beton, blocul de ancoraj poate fi realizat și sub forma unor căsoaie, umplute ulterior cu piatră spartă. În

blocul de beton trebuie să se execute canale în care să se poată fixa ancorajele cablurilor. Pentru reglarea lungimii cablului, ancorajul se va rezema de peretele de beton prin discuri de reglare.

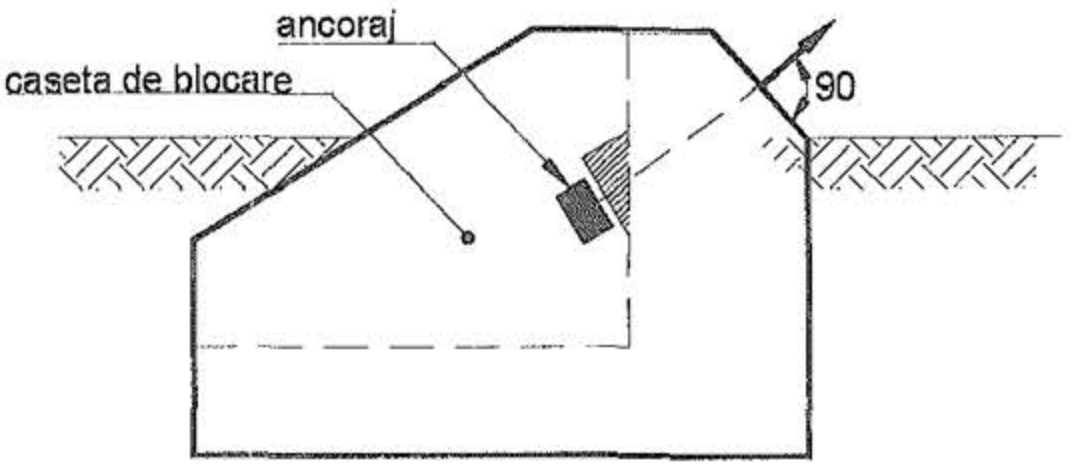


Fig. 3.67. Bloc de fundare cu ancoraje pentru cabluri

2. Plăci şi grinzi de ancoraj

În cazul unor sarcini de smulgere mai mici se folosesc plăci de ancoraj, Fig. 3.68. Condiţia de siguranţă la smulgere este dată de relaţia:

$$\frac{H}{S} \geq 1{,}3 \qquad (3.123)$$

în care:

S – sarcina transmisă plăcii de ancoraj;

H = Gcosα – componenta după direcţia de acţiune a sarcinii S, a rezultantei dintre greutatea proprie a plăcii de ancoraj şi a pământului din prismul care se opune smulgerii.

Greutatea prismului de rupere se adoptă considerând: $\beta \leq 10^0$.

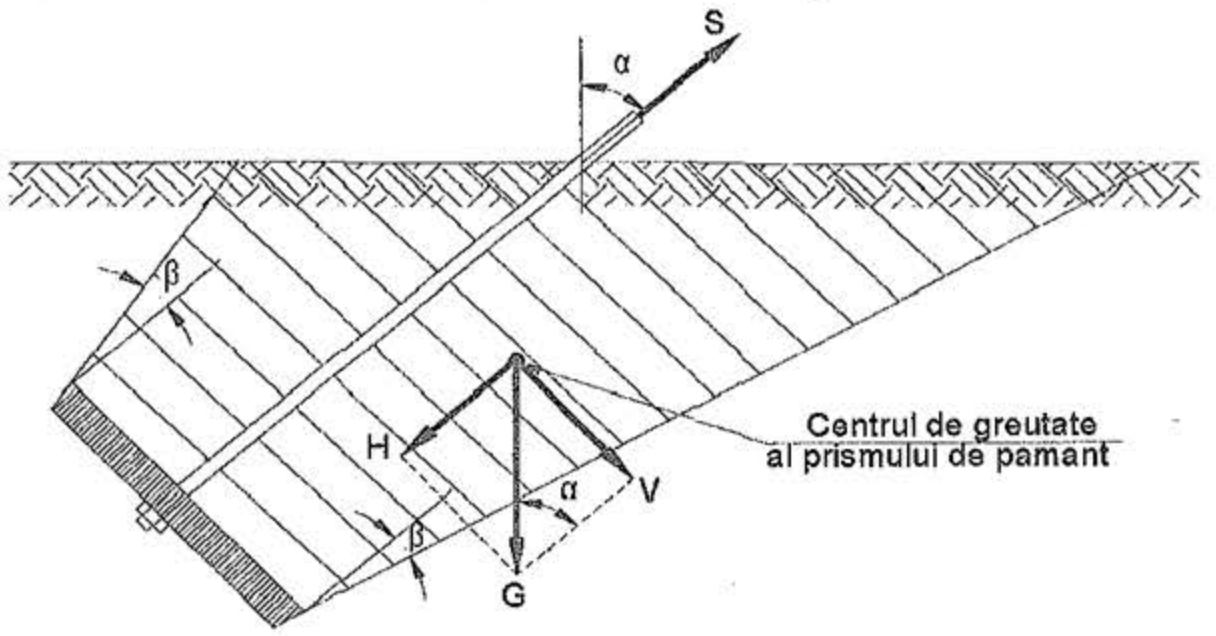


Fig. 3.68. Plăci de ancoraj

3.9. Calculul fundaţiilor solicitate la încărcări orizontale mari încastrate în teren

Încastrarea fundaţiei în teren se foloseşte în cazul stâlpilor liniilor electrice, la turnurile de antene radio şi TV, hale industriale cu poduri rulante, pile şi culee de poduri de cale ferată, sisteme de consolidare a

versanţilor etc. În solicitările de calcul se includ de regulă numai încărcările de scurtă durată sau accidentale, cum sunt cele provenite din frânare, şerpuire, vânt sau efecte seismice etc. Calculul se aplică numai la fundaţiile a căror adâncime depăşeşte 4--5 m şi la care raportul între înălţime şi lăţime este mai mare decât 2.

Să considerăm un bloc de fundare cu adâncimea D şi dimensiunile tălpii L x B, încărcată din solicitările transmise de suprastructură: M_d, N_d şi H_d, Fig. 3.69.

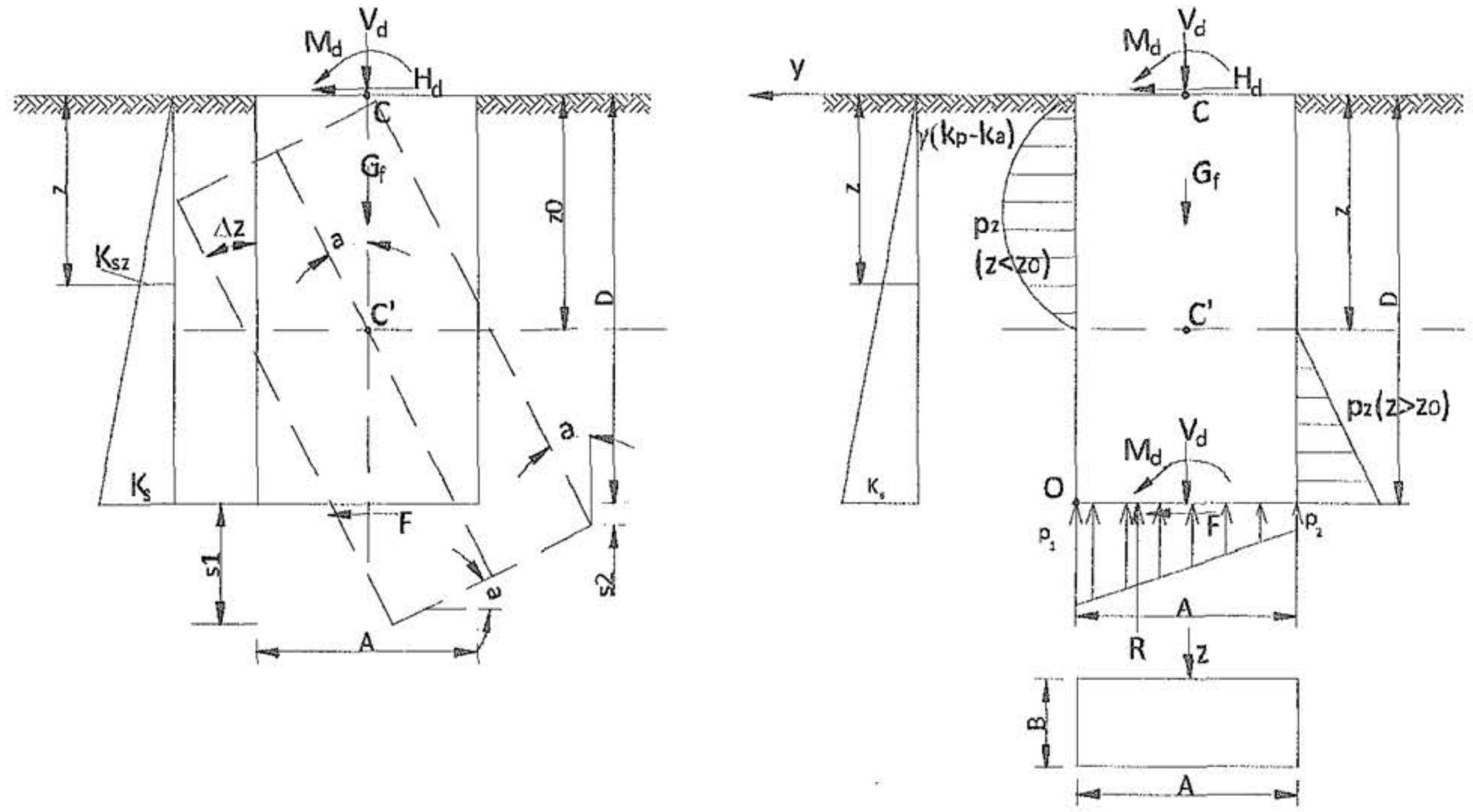


Fig. 3.69. Fundaţii încastrate

Sub acţiunea acestor încărcări blocul are tendinţa de a se roti în jurul unui punct C',mobilizând pe suprafaţa laterală împingeri active şi rezistenţe pasive ale pământului.

În rezolvarea problemei se admit unele ipoteze simplificatoare:

- Blocul de fundare se consideră de rigiditate foarte mare în raport cu aceea a terenului,
- Presiunile de contact pe talpa fundaţiei au o distribuţie liniară, determinate după ipoteza lui Winkler:

$$p = k_s \cdot s \tag{3.124}$$

în care k_s este coeficientul de pat vertical, determinat conform Capitolului 4.

- Coeficientul de pat orizontal pe feţele laterale variază liniar cu adâncimea, având la adâncimea z valoare:

$$k_{sz} = k_s \cdot \frac{z}{D} \tag{3.125}$$

Pe baza ultimei ipoteze se consideră că reacţiunea terenului pe suprafaţa laterală se determină cu relaţia:

$$p_s = k_{sz} \cdot \Delta z \tag{3.126}$$

unde Δz - este deplasarea orizontală a blocului la adâncimea z.

Considerând o distribuţie liniară a presiunilor de contact pe talpa blocului, unghiul de rotire a blocului α se determină:

$$tg\alpha = \frac{s_1 - s_2}{A} = \frac{\frac{p_1}{k_s} - \frac{p_2}{k_s}}{A} = \frac{p_1 - p_2}{A \cdot k_{sz}} \tag{3.127}$$

Din relaţiile (3.126) şi (3.127) determinăm variaţia reacţiunilor pe suprafaţa laterală a blocului:

$$p_z = k_{sz} \cdot \Delta z = k_{sz}\left(z_0 - z\right) \cdot tg\alpha = k_{sz}\left(z_0 - z\right) \cdot \frac{s_1 - s_2}{A} \tag{3.128}$$

Înlocuind în relaţia (3.128) expresia k_{sz} din relaţia (3.125) se obţine:

$$p_z = k_{sz} \cdot z = k_{sz} \frac{\left(z_0 - z\right)}{D} \cdot \frac{p_1 - p_2}{k_{sz} \cdot A} \tag{3.129}$$

Sau

$$p_z = z \frac{\left(z_0 - z\right)}{D} \cdot \frac{p_1 - p_2}{A} \tag{3.130}$$

Din relaţia (3.130) se vede că presiunea laterală, deasupra punctului C ($z<z_0$) variază parabolic, având pentru diferite puncte caracteristice următoarele valori, Fig. 3.69.

$$z = 0 \;\rightarrow\; p_z = 0$$

$$z = \frac{z_0}{2} \;\rightarrow\; p_z = \frac{s_0^2}{4D} \frac{p_1 - p_2}{A} \tag{3.131}$$

$$z = z_0 \;\rightarrow\; p_z = 0$$

$$z = D \;\rightarrow\; p_z = (z_0 - D) \frac{p_1 - p_2}{A} \tag{3.131'}$$

Pentru ca terenul înconjurător să poată prelua aceste presiuni laterale, valorile lor trebuie să fie sub dreapta având panta $\alpha = \gamma \cdot (K_p - K_a)$, de unde rezultă:

$$p_z \le \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot z = \lambda \cdot z \tag{3.132}$$

În situaţia limită, dreapta devine tangentă la parabolă în punctul de adâncime z=0. Pentru a stabili valorile împingerii p_z derivăm expresiile (3.131) şi (3.132) în raport cu z:

$$\frac{dp_z}{dz} = \frac{p_1 - p_2}{D \cdot A}(z_0 - 2z) \qquad (3.133)$$

$$\frac{dp_z}{dz} = \lambda$$

care pentru z=0 devin:

$$\frac{p_1 - p_2}{D \cdot A} \cdot z_0 = \lambda \qquad (3.134)$$

De unde

$$\frac{p_1 - p_2}{D \cdot A} = \frac{\lambda}{z_0} \qquad (3.135)$$

Înlocuind expresia (3.135) în (3.133) se obţine:

$$p_{z\lim} = z(z_0 - z) \cdot \frac{\lambda}{z_0} \qquad (3.136)$$

Pentru rezolvarea problemei se scriu condiţiile de echilibru static a blocului de fundare, Fig. 3.69.

$$\sum N_i = 0 \;\rightarrow\; N - \frac{1}{2}(p_1 + p_2) \cdot A \cdot B = 0$$

$$\sum H_i = 0 \;\rightarrow\; H + F - B\int_0^D p_z dz = 0 \qquad (3.137)$$

$$\sum M_0 = 0 \;\rightarrow\; H \cdot D + M - B\int_0^D z \cdot p_z dz + B \cdot \frac{(p_1 + p_2)}{2} \cdot A \cdot \frac{A}{6} = 0$$

Înlocuind în ultimele două relaţii valoarea $p_z = p_{z,lim}$ dată de relaţia (3.136) şi integrând se obţine:

$$\sum H_i = 0 \;\rightarrow\; 6 \cdot (H + F) - 3 \cdot B \cdot \lambda \cdot \frac{D^3}{z_0} = 0 \qquad (3.138)$$

$$\sum M_0 = 0 \;\rightarrow\; 12HD + 12M - 2B\lambda D^3 + \frac{B\lambda D}{z_0}\frac{(p_1 + p_2)}{2}(D^3 - A^3) = 0 \qquad (3.139)$$

Aceste două ecuaţii alcătuiesc un sistem cu două necunoscute z_0 şi F. Valoarea lui F se obţine înlocuind valoarea z_0 din prima ecuaţie a sistemului în a doua ecuaţie a sistemului.

$$F = \frac{1}{6D(1 - \frac{A^3}{D^3})}\left[6HD(3 + \frac{A^3}{D^3}) + 24M - B\lambda(D^3 - 3A^3)\right] \qquad (3.140)$$

Pentru stabilirea valorilor p_1 şi p_2 la limită, se foloseşte prima ecuaţie a sistemului (3.137) din care rezultă:

$$p_1 + p_2 = \frac{2N}{A \cdot B} \tag{3.141}$$

Adăugând condiţia de echilibru avem:

$$p_1 - p_2 = D \cdot A \frac{\lambda}{z_0} \tag{3.142}$$

Rezolvând sistemul format, se obţine:

$$2p_1 = \frac{2N}{A \cdot B} + D \cdot A \frac{\lambda}{z_0} \tag{3.143}$$

De unde

$$p_1 = \frac{N}{A \cdot B} + D \cdot A \frac{\lambda}{2z_0} \tag{3.144}$$

$$p_2 = \frac{N}{A \cdot B} - D \cdot A \frac{\lambda}{2z_0} \tag{3.145}$$

Practic calculul unei fundaţii încastrate prin metoda expusă se conduce în modul următor:

- Se adoptă valorile L, B şi D,
- Se calculează forţa de frecare F care trebuie să îndeplinească condiţia:

$$F_{\max} = \frac{N \cdot \mu}{\eta} \tag{3.146}$$

în care: μ - este coeficientul de frecare dintre fundaţie şi teren,
η – este coeficientul de siguranţă (≥1,3).

- Se calculează valoarea lui z_0, care trebuie să fie mai mică decât adâncimea D,
- Se calculează presiunile de contact p_1 şi p_2, verificându-se condiţiile

$$p_1 \le p_{acc} \;,\; p_2 > 0 \tag{3.147}$$

- Se stabileşte dreapta limită a împingerilor laterale până la adâncimea D:

$$p_D \le \gamma \cdot (K_p - K_a) \cdot D = \lambda \cdot D \tag{3.148}$$

Şi se verifică condiţia:

$$p_{z\lim} = \frac{\lambda}{z_0} D(z_0 - D) \le \lambda \cdot D \tag{3.149}$$

3.10. Fundaţii pentru stâlpi de beton armat prefabricaţi

Fundaţiile izolate pentru stâlpi de beton armat se realizează ca fundaţii pahar, Fig. 3.70.

Ele se realizează ca fundaţii de beton armat sau prefabricat. De asemenea ele pot fi realizate ca elemente compuse: talpa de beton monolit şi pahar prefabricat Fig. 3.71.a sau cu secţiunea compusă din talpa de beton armat prefabricat şi cuzinet tip pahar prefabricat Fig. 3.72.b.

Dimensiunile paharului trebuie să fie suficiente pentru a permite turnarea corectă a paharului sub stâlp și în jurul său.

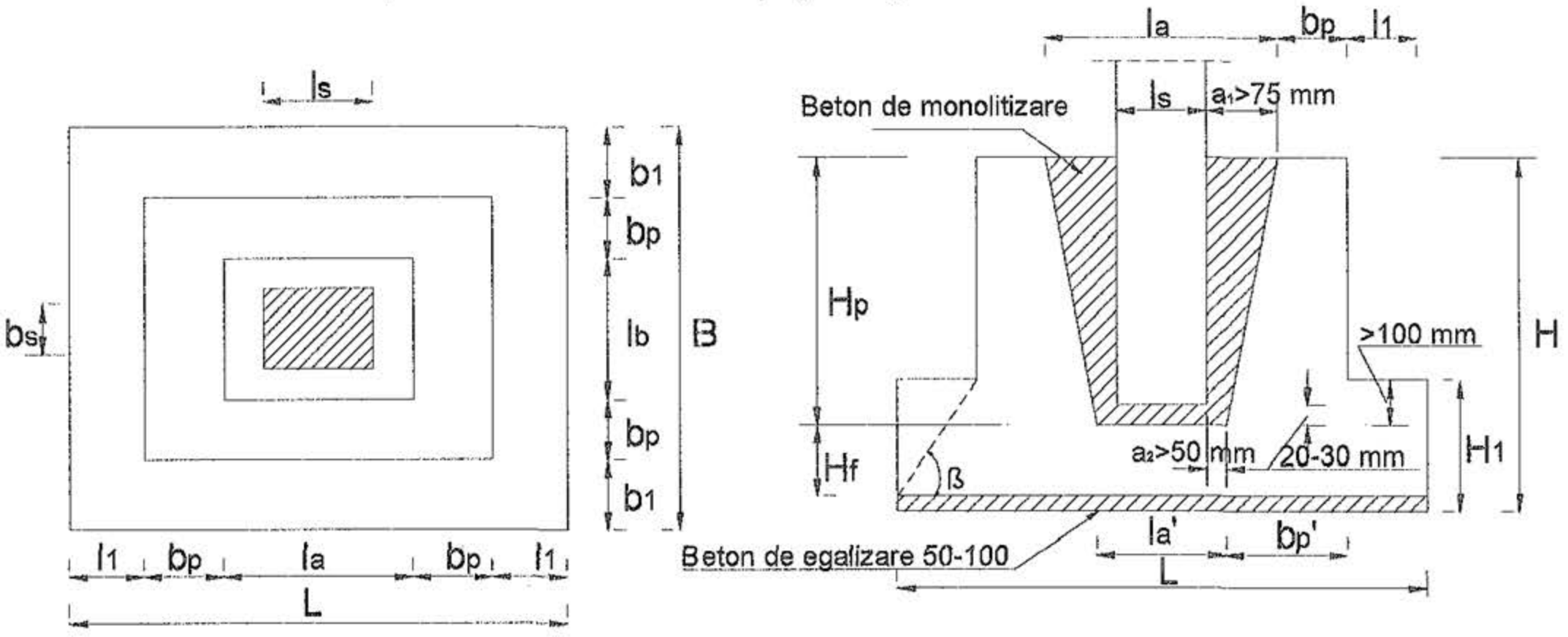
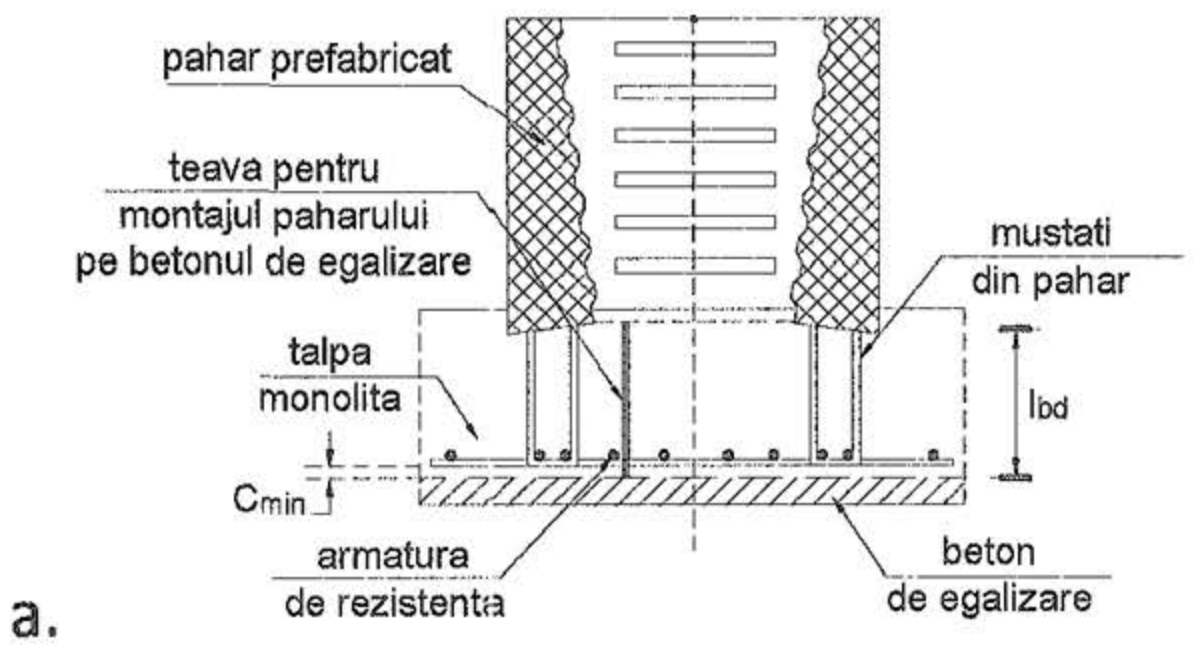
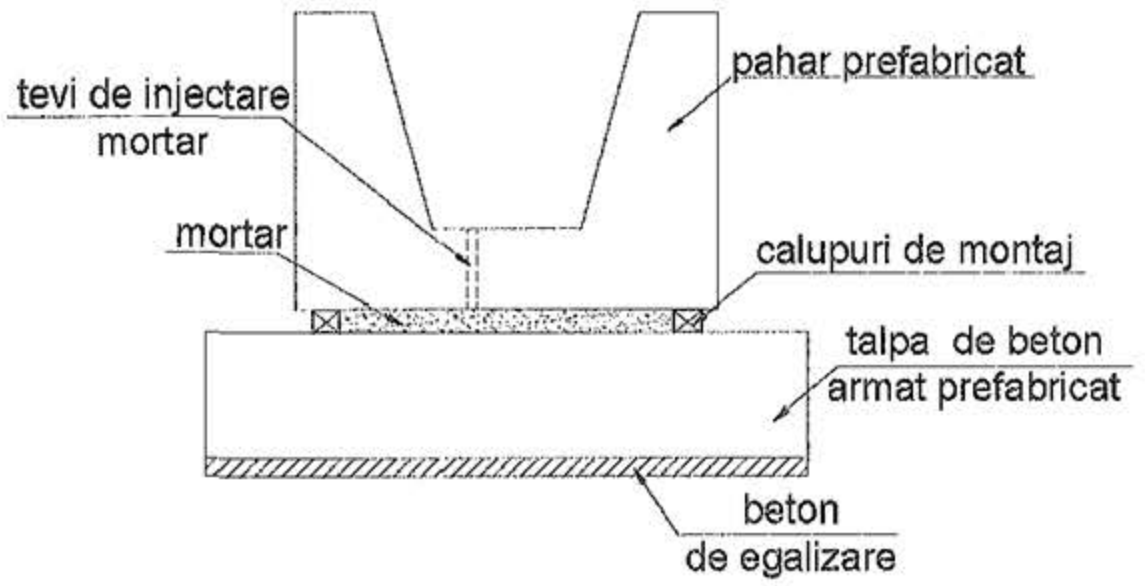


Fig. 3.70. Fundaţie tip pahar pentru stâlp prefabricat



a.



b.

Fig. 3.71. Pahar prefabricat amprentat

O altă soluție de fundare în cazul stâlpilor prefabricați, pleacă de la ideea înlocuirii paharului sau a gulerului prefabricat cu un cuzinet liniar, independent, și prin evazarea bazei stâlpului cu două console scurte, în direcția laturii mari a secțiunii stâlpului în forma unui T obținându-se o fundație dublu T, Fig. 3.72.

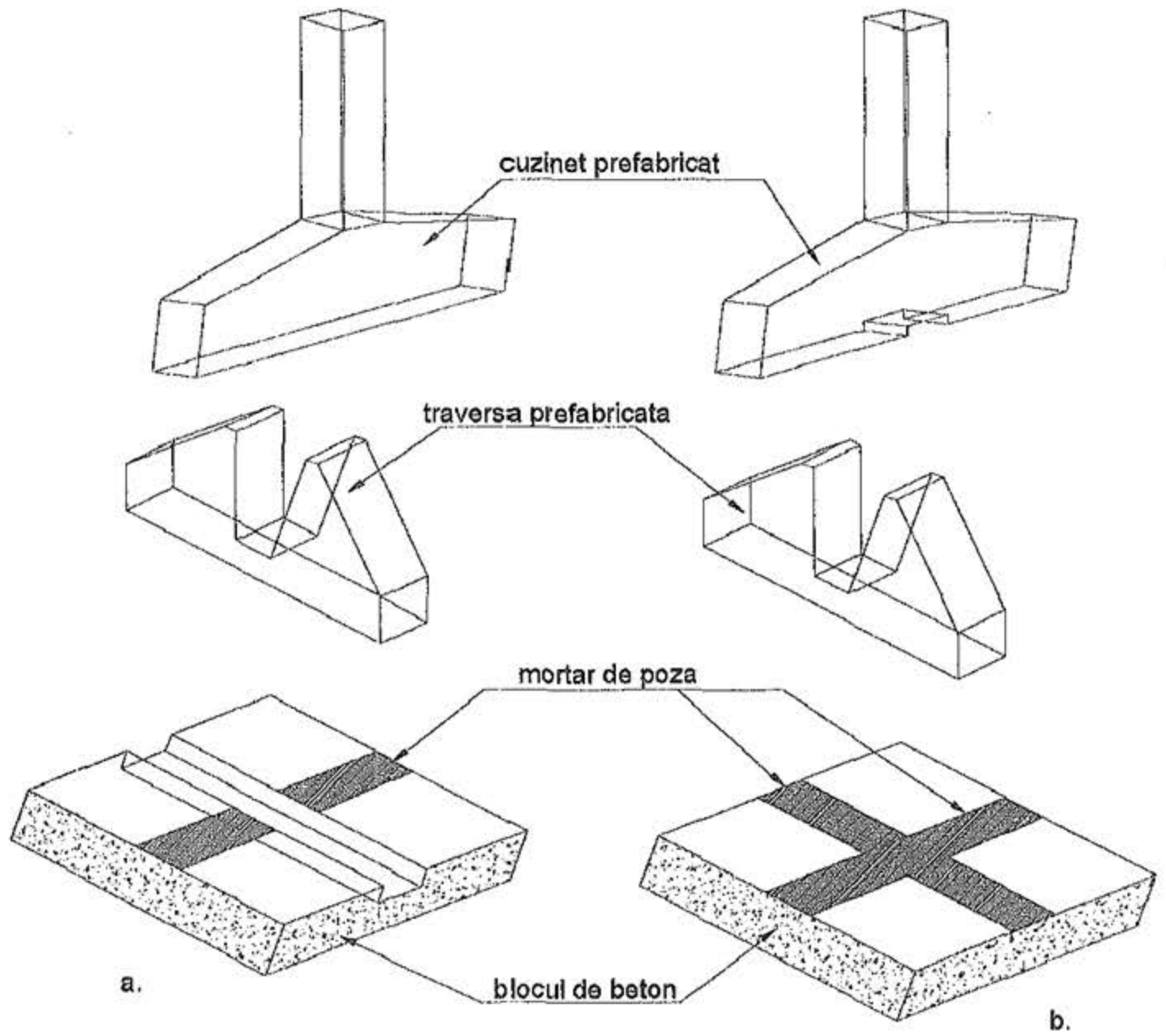


Fig. 3.72. Soluție de prefabricare a paharului

În cazul în care fundația este solicitată de forțe orizontale importante, se impune verificarea posibilității preluării acestora de către fundație, fără să fie necesară dispunerea unor tiranți de ancoraj, Fig. 3.73. Valoarea coeficientului de frecare f se va adopta cu valorile din Tabelul 3.7.

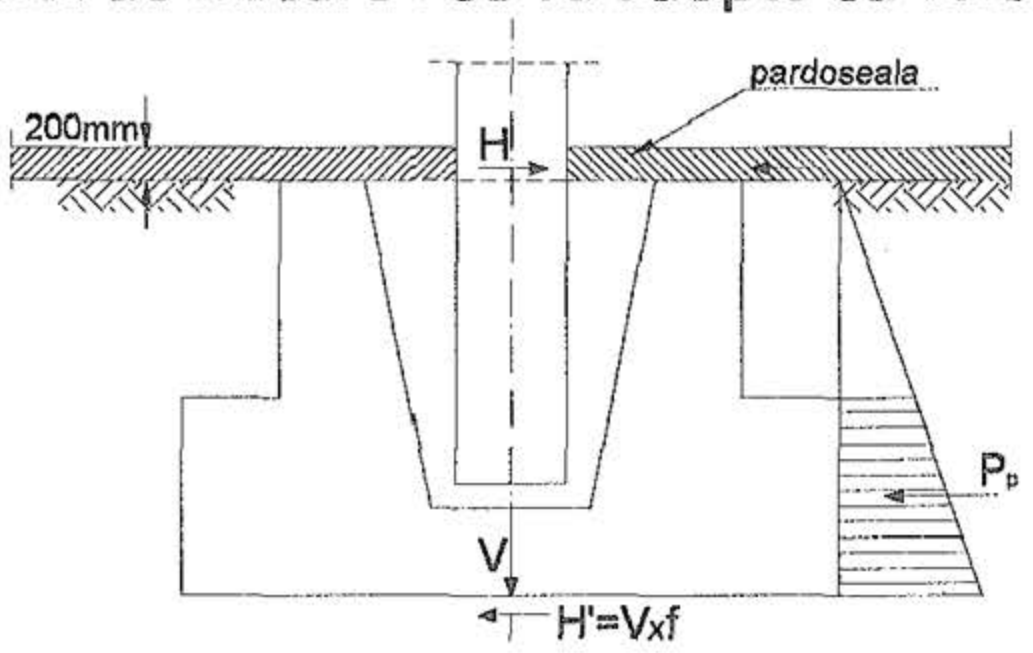


Fig. 3.73. Preluarea forței orizontale mari de către fundația izolată

O altă soluţie de prefabricare a fundaţiei este executarea ei din două elemente prefabricate, legate prin post comprimare, Fig. 3.74.

Determinarea dimensiunilor suprafeței în plan a tălpii fundației (monolite sau prefabricate) se face similar ca pentru fundațiile izolate elastice.

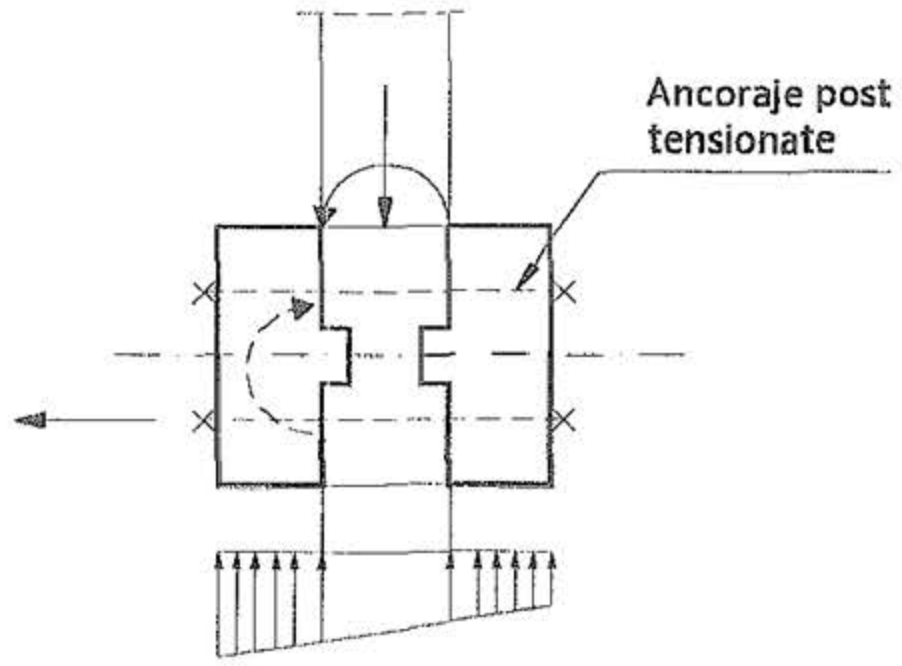


Fig. 3.74. Fundaţie prefabricată

3.10.1. Determinarea dimensiunilor fundației

3.10.1.1. Înălţimea paharului H_P

Fundațiile pahar care prezintă, din fabricație, pereți amprentați sau nervurați, pot fi considerate ca acționând monolit cu stâlpul.

Înălţimea paharului H_P se stabileşte respectând următoarele cerinţe:

- Asigurarea lungimii de ancoraj (l_{bd}) a armăturii longitudinale din stâlp $H_p \geq l_{bd} + 250mm$. Dacă armătura longitudinală este întoarsă la baza stâlpului, lungimea H_P se poate reduce Fig. 3.75., dar minimum $l_{bd} \geq 50 d_{be}$. Valoarea l_{bd} se determină conform SR EN 1992-1.

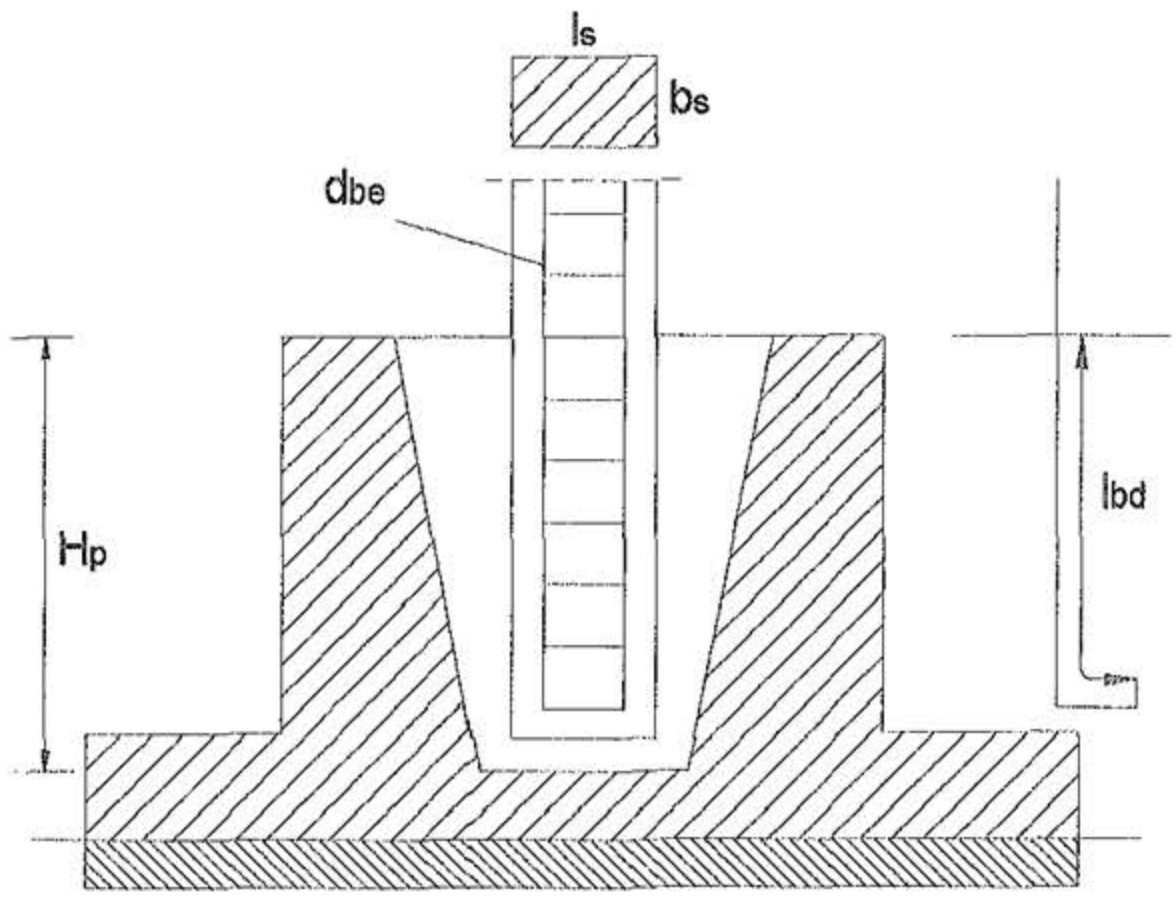


Fig. 3.75. Ancorarea armăturilor verticale în paharul prefabricat

– Limitarea efectului forţei tăietoare pe lungimea de stâlp încastrat în pahar:

$$H_p \geq \frac{N_{ST,cap}}{3 l_s b_s f_{ctd}} \tag{3.150}$$

unde:

$N_{ST,cap}$ - momentul capabil al stâlpului în secţiunea de la faţa paharului,

$l_s \cdot b_s$ - dimensiunile secțiunii transversale a stâlpului,

f_{ctd} - rezistenţa de calcul la întindere a betonului din stâlp.

Condiţii constructive generale:

– $H_p \geq 1.2 l_s$ - stâlpi cu secţiune dreptunghiulară ($l_s \geq b_s$),

– $H_p \geq 500mm$ - stâlpi la construcţii etajate, (3.151)

– $H_p \geq H/11$ - stâlpi la hale cu pod rulant şi la estacade, Fig. 3.76.

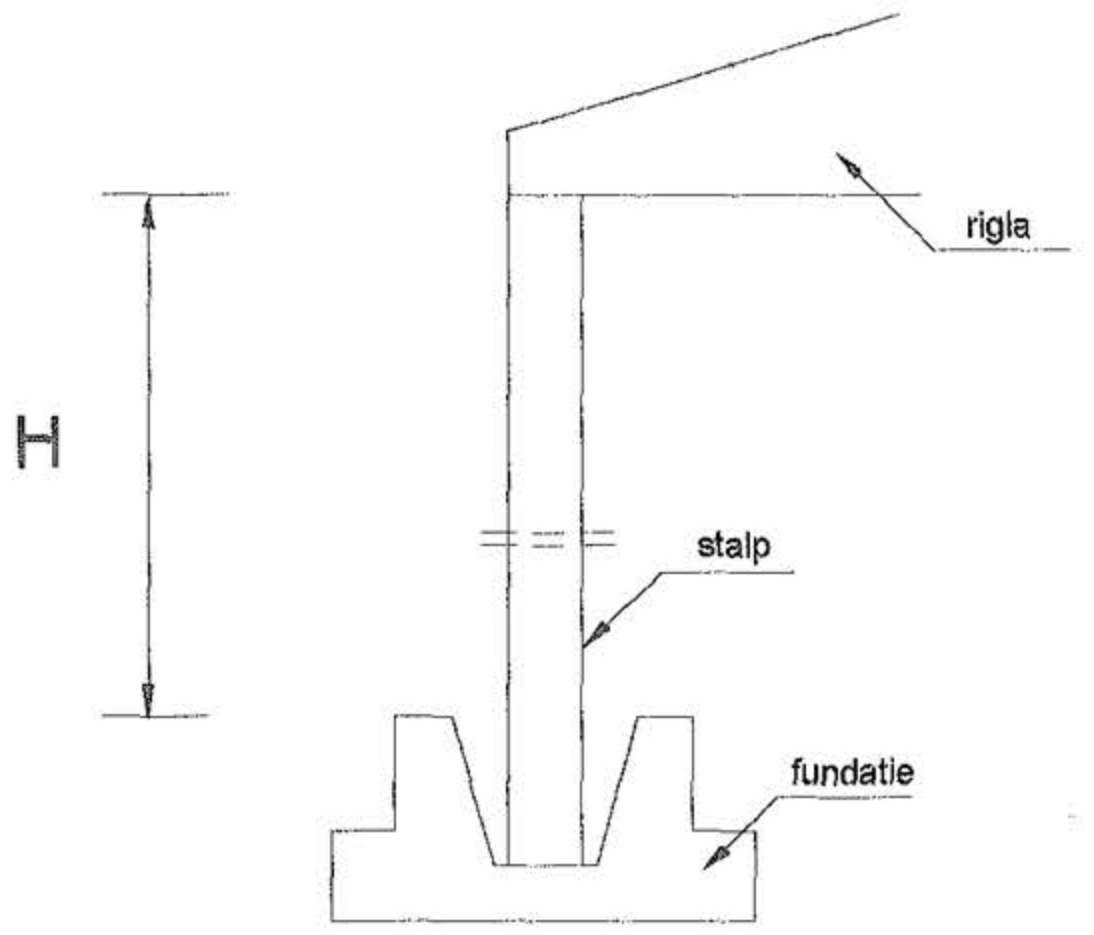


Fig. 3.76. Fundaţii pentru stâlpi la hale cu pod rulant şi estacade

Când transmiterea momentului generează eforturi verticale de întindere se mărește lungimea de suprapunere dintre armătura din stâlp și cea din pahar, cu o lungime cel puțin egală cu distanța orizontală dintre barele de armătură din stâlp și cele din peretele paharului, Fig. 3.77. În plus, sunt prevăzute armături orizontale adoptate pentru înnădirea prin suprapunere.

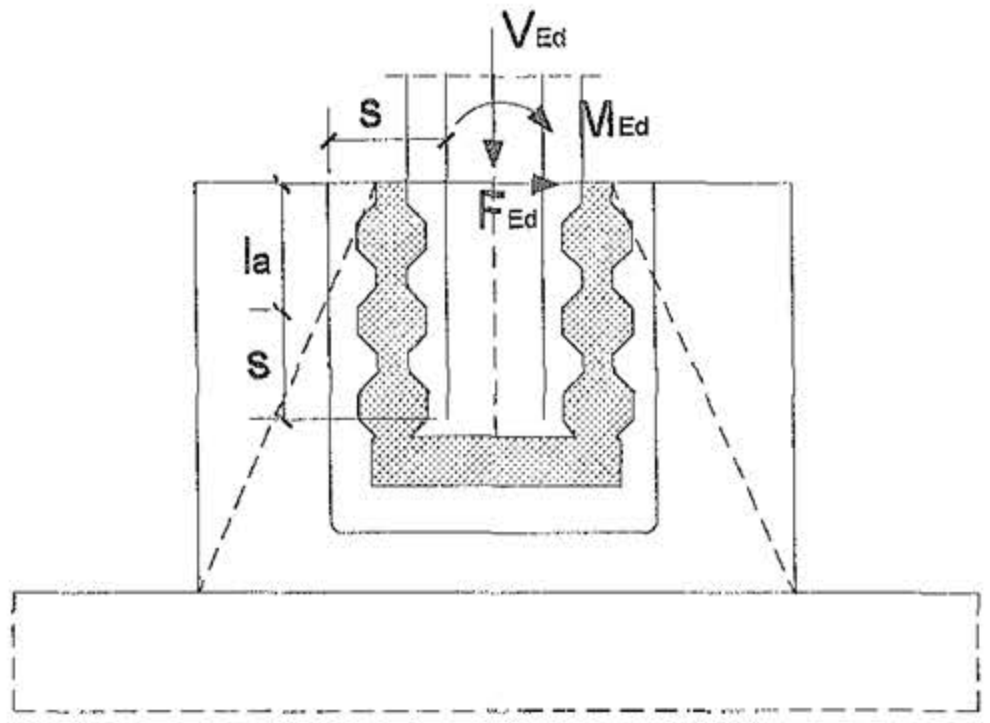


Fig. 3.77. Fundație pahar cu suprafața de îmbinare amprentată

3.10.1.2. Grosimea H_f

Grosimea fundaţiei paharului H_f rezultă în urma verificării la străpungere, Fig. 3.78.

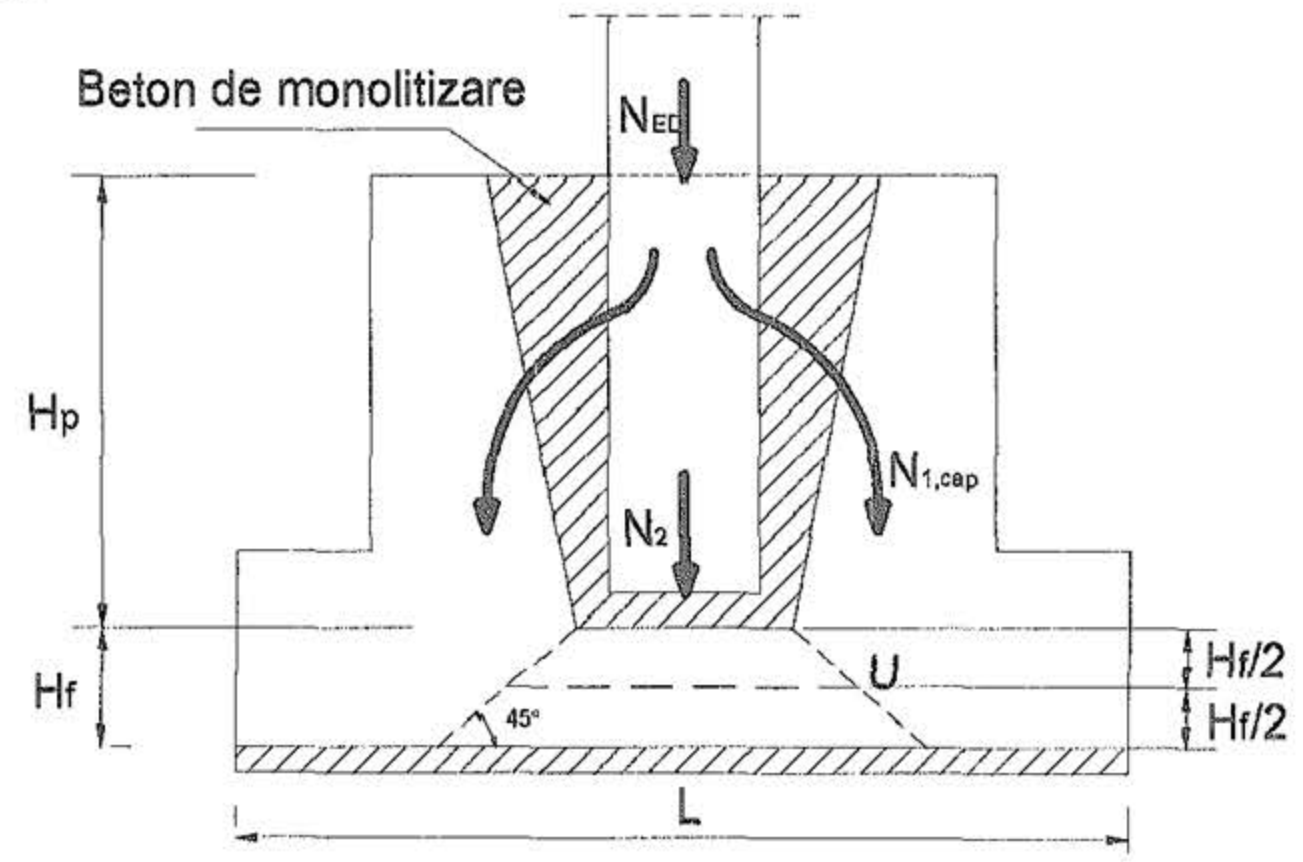


Fig. 3.78. Transmiterea forţei axiale din stâlpul prefabricat la fundaţia pahar

În faza de montaj (cu paharul nemonolitizat), verificarea la străpungere este dată de condiţia:

$$N_{ST,\max}\frac{L\times B-(l_s+H_f)(b_s+H_f)}{L\times B}\le 0.75\times U\times H_f\times f_{ctm}+N_{av} \quad (3.152)$$

unde: $N_{ST,\max}$ - forţa axială maximă în stâlp în faza de montaj a stâlpului prefabricat,

$U=2l_s+2b_s+4H_f$ - perimetrul secţiunii de forfecare,

f_{ctm} - rezistenţa de calcul la întindere a betonului din fundaţia pahar,

$N_{av} = f_{at} A_{av}$, $f_t = 100 N/mm^2$ şi A_{av} - armătura verticală pe faţa interioară a paharului.

În faza finală, cu paharul monolitizat:

$$N_{ST,\max} \frac{L \times B - (l_s + H_f)(b_s + H_f)}{L \times B} \le 0.75 \times U \times H_f \times f_{ctm} + N_{av} + N_{cap} \quad (3.153)$$

unde: $N_{1cap} = A_s \times m_{bt} \times f_{cd}$ - este forţa axială transmisă la pahar prin betonul de monolitizare, Fig. 3.76.,

A_s - aria laterală a stâlpului pe înălţimea paharului,

$A_s = (2l_s + 2b_s) H_p$

m_{bt} - coeficientul condiţiei de lucru, cu valoarea:

$m_{bt} = 0.30$ pentru construcţii fără poduri rulante sau cu poduri rulante cu regim uşor de lucru,

$m_{bt} = 0$ pentru restul halelor.

3.10.1.3. Verificarea lăţimii paharului (b_p)

Momentul încovoietor (M_1) transmis paharului prin presiunea pe peretele frontal se determină cu relaţia, Fig. 3.79.:

$$M_1 = 0.8\left(M_{ST} - N_{ST}\frac{a}{3}\right) \ge 0.4 M_{ST} \quad (3.154)$$

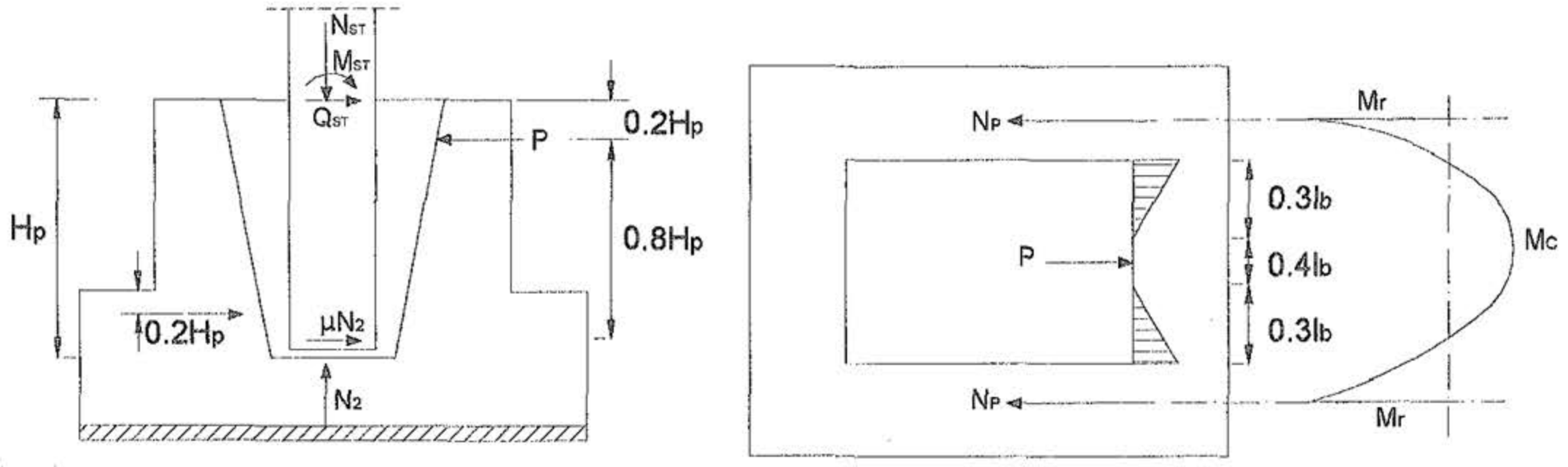


Fig. 3.79. Calculul momentului încovoietor în pereţii paharului

Rezultanta presiunilor (P) pe peretele vertical este:

$$P = 1.25\frac{M_1}{H_p} + Q_{ST} \quad (3.155)$$

Momentele încovoietoare care apar în peretele paharului, considerând o secţiune transversală a paharului (cadru închis), sunt, Fig.3.79.:

$$M_r = 0.045 P l_b$$
$$M_c = 0.020 P l_b \qquad (3.156)$$

Forţa de întindere care apare în peretele longitudinal al cadrului:

$$N_p = P/2 \qquad (3.157)$$

Secţiunea de beton şi de armătură în pereţii paharului trebuie să respecte următoarele:

a. Peretele transversal se verifică la acţiunea solicitărilor M_r şi M_c. Armătura rezultată se dispune în treimea superioară a pereţilor (1) + (2) şi se prelungeşte cu lungimea de ancoraj de la jumătatea grosimii peretelui longitudinal, Fig. 3.79.
b. Din condiţia de limitare a eforturilor principale din acţiunea forţei tăietoare (N_p) rezultă:

$$b_p \geq \frac{1.5P}{H_p f_{ctk}} \qquad (3.158)$$

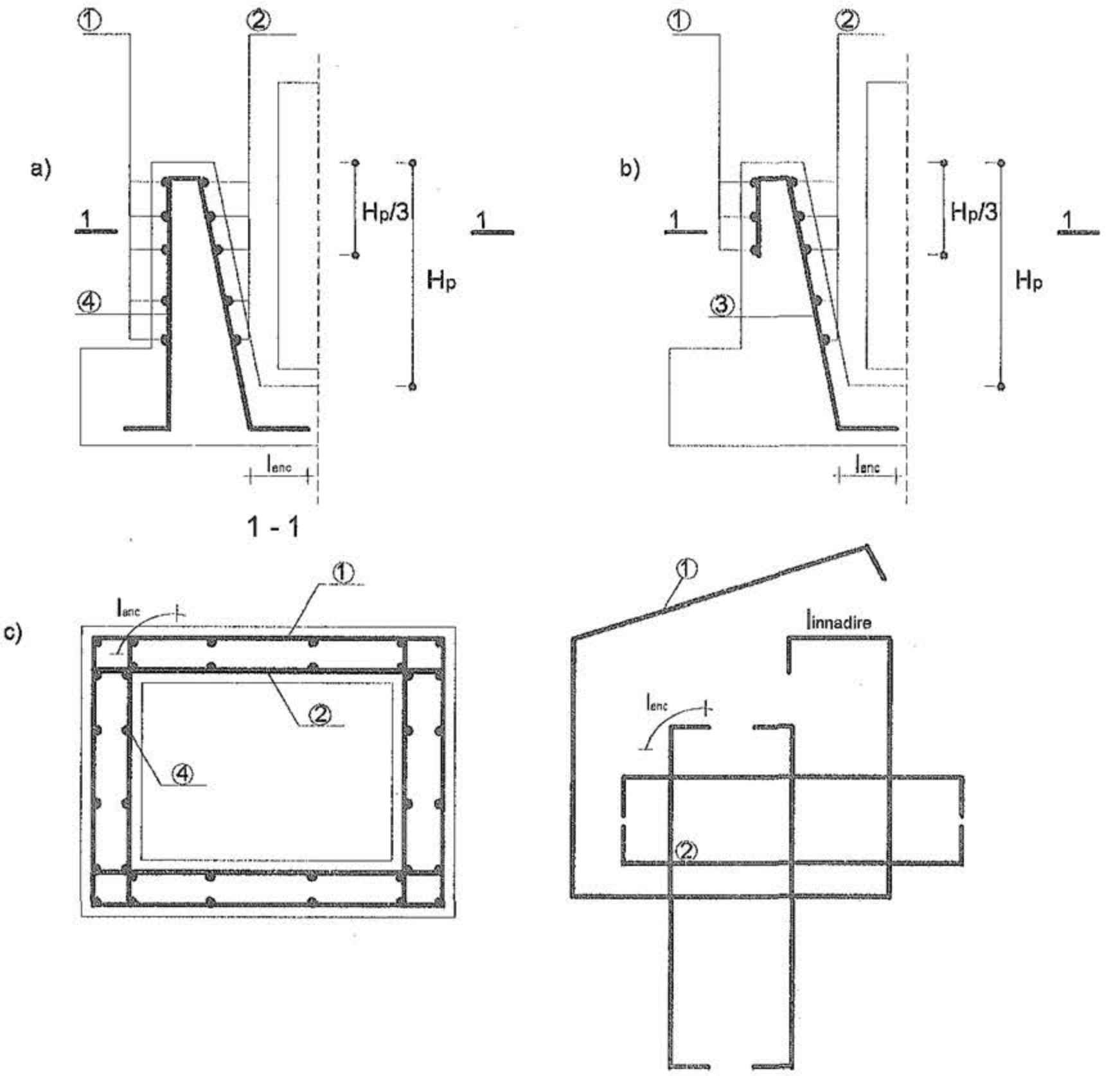


Fig. 3.80. Armarea paharului

a. Pereţii longitudinali se verifică la solicitarea N_p (întindere centrică). Armătura rezultată se dispune simetric pe feţele peretelui, distribuită în treimea superioară a paharului (4), Fig. 3.80.

b. Verificarea pereţilor longitudinali la forţă tăietoare consideră secţiunea activă cu dimensiunile $b_p'a_0$ sau $b_p'b_0$, Fig. 3.81., în funcţie de direcţia acţiunii în stâlp şi forţa tăietoare de calcul cu valoarea N_p.

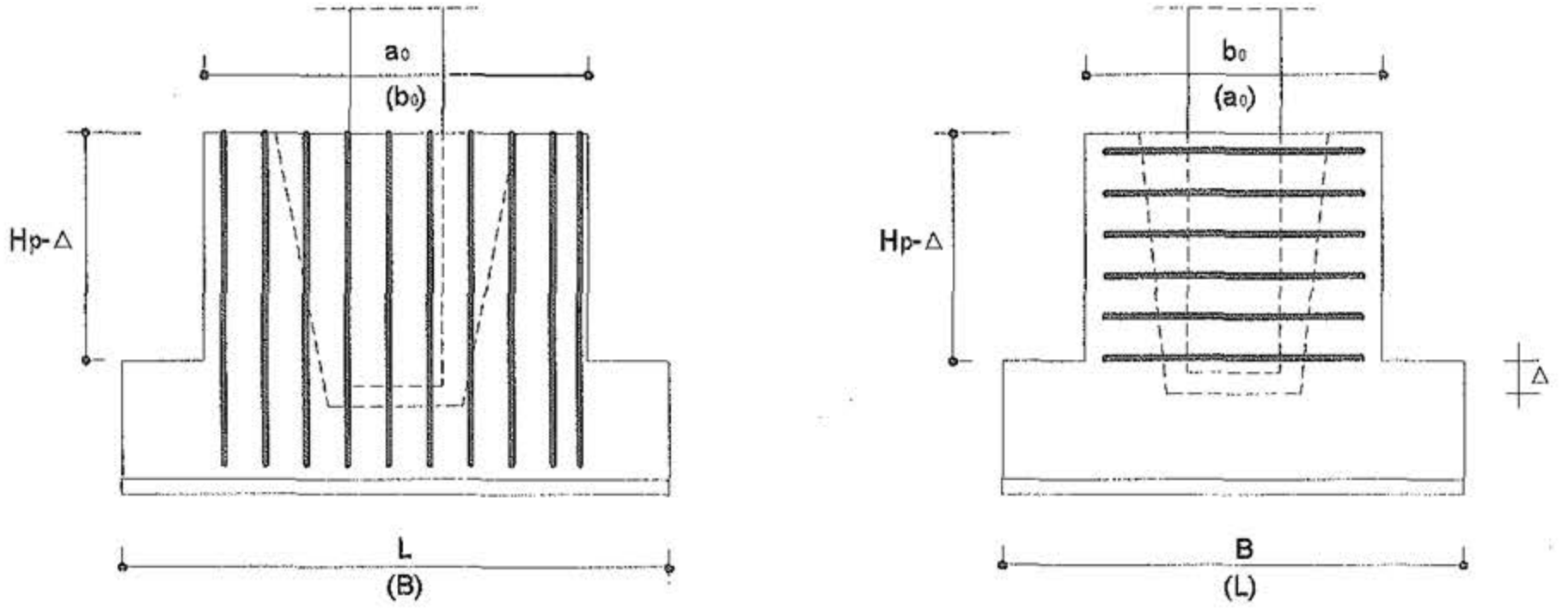
Dacă :

$$N_p \le 0.5 b_p{}' a_0 f_{ctm} \, (N_p \le 0.5 b_p{}' b_0 f_{ctm}) \qquad (3.159)$$

armătura pentru preluarea forţei tăietoare nu este necesară şi se dispune pe considerente de armare minimă. În situaţiile în care condiţia nu este respectată se dimensionează armătura pentru preluarea forţei tăietoare sau se dimensionează ca etrieri; armătura se distribuie în pereţii longitudinali pe direcţia corespunzătoare dimensiunii mai mici a pereţilor longitudinali, Fig. 3.81.

Dacă armătura se dispune pe direcţie verticală în peretele paharului $(a_0 \ge H_p - \Delta)$, aria totală necesară (A_{av}) într-un perete rezultă:

$$A_{av} = 0.6 \frac{N_p H_p}{a_0 f_t} \qquad (3.160)$$



a. Cazul: $a_0 \ge H_p - \Delta$ b. Cazul: $b_0 < H_p - \Delta$

Fig. 3.81. Direcţia armăturii pentru preluarea forţei tăietoare în pereţii longitudinali ai paharului

Dacă: $(b_0 < H_p - \Delta)$, armătura se dimensionează ca etrieri, conform SR EN 1992-1.

c. Verificarea în secţiunea orizontală de la baza paharului consideră secţiunea chesonată cu dimensiunile exterioare (a_0 b_0 şi grosimea pereţilor b_p'). Secţiunea se verifică la compresiune excentrică cu valori ale eforturilor de calcul N_E şi M_E, determinate astfel:

Forţa axială:

$$N_E = N_{1,cap} \tag{3.161}$$

Moment încovoietor:

$$M_E = M_{ST} + Q_{ST} H_p \tag{3.162}$$

d. Armătura rezultată din calculul paharului la compresiune excentrică se dispune pe direcţie verticală, uniform distribuită pe laturile secţiunii:
e. Grosimea minimă a pereţilor paharului (b_p) este de
   - 200 mm în cazul paharelor din beton armat monolit,
   - 150 mm la paharele din beton armat prefabricat.
f. Armătura dispusă în pereţii paharului trebuie să respecte şi următoarea cerinţă minimală:
   - coeficientul minim de armare orizontală și verticală se va lua conform Tabelului 3.5.

3.10.2. Monolitizarea paharului

Dimensiunile golului paharului se aleg mai mari decât ale secţiunii stâlpului pe fiecare direcţie şi sens cu 50..75mm la baza paharului şi cu 85..120mm la partea superioară a paharului. Îmbinarea dintre stâlp şi fundaţie se realizează prin betonarea spaţiului din pahar.

Betonul de clasă minimă C16/20 va avea dimensiunea maximă a agregatelor de 16mm. Suprafeţele stâlpului şi paharului se curăţă şi se umezesc înainte de montare în pahar şi monolitizare. Dacă într-un pahar se montează mai mulţi stâlpi (în dreptul unui rost), distanţa între aceştia va fi cel puţin 50 mm pentru a se asigura betonarea completă a spaţiului dintre stâlpi şi pahar.

3.10.3. Armarea paharului

Schema de armare recomandată a paharului este dată în Fig. 3.79. Varianta de armare corespunde situaţiilor în care nu rezultă armătură pentru preluarea forţei tăietoare în pereţii longitudinali şi din verificarea

secţiunii de la baza paharului (la compresiune excentrică) nu rezultă necesară o armătură verticală.

Armăturile orizontale se ancorează sau, după caz, se înnădesc, ca bare întinse.

Armăturile verticale se ancorează în talpa fundaţiei. Armătura orizontală din pahar trebuie să respecte următoarele condiţii:

- diametrul minim Ø10mm în treimea superioară a paharului şi Ø8mm în restul paharului,
- cel puţin 2x3 bare orizontale în treimea superioară a paharului,
- distanţa maximă între armături este 200 mm.

Barele verticale din pahar au diametrul minim Ø8mm şi se dispun la cel mult 200 mm distanţă.

3.10.4. Verificarea tălpii fundaţiei pahar

Talpa fundaţiei pahar se verifică la moment încovoietor şi la forţă tăietoare. Verificarea la moment încovoietor şi forţă tăietoare se face în secţiunile de la faţa paharului şi din axul stâlpului prefabricat.

Calculul momentelor încovoietoare se face pe fiecare direcţie principală a fundaţiei. Se recomandă ca înălţimea H_f, să fie suficientă pentru preluarea momentului încovoietor din secţiunea de la faţa paharului. Se vor respecta şi condiţiile:

- $H_t \geq H_f + 100mm$, (3.163)
- $H_t \geq 0.6 l_1$.

Procentul minim de armătură în talpa fundaţiei se va lua conform Tabelului 3.5.

Diametrul minim al armăturilor este 10 mm. Distanţa maximă între armături este 200 mm. Armătura se distribuie uniform pe lăţimea tălpii şi se prevede la capete cu ciocuri având lungimea minimă de 15Ø.

Verificarea la forţă tăietoare este semnificativă în secţiunile de la faţa paharului. Dacă înălţimea secţiunii (H_f) şi lungimile consolelor (l_1, b_1) respectă:

$$l_1 \leq H_t \text{ şi } b_1 \leq H_t \quad (3.164)$$

forţa tăietoare este preluată de beton. Dacă condiţiile (3.164) nu sunt realizate se dimensionează armătura transversală din bare înclinate.

3.10.5. Montarea stâlpilor în pahar

Pentru montajul stâlpilor, se folosesc găuri amplasate în două sau intr-un singur loc în funcţie de lungimea şi greutatea stâlpilor.

Pentru un montaj cât mai precis la stâlpii cu $H \geq 10m$ se va utiliza un dispozitiv special, care se prevede la turnare în capătul stâlpilor, Fig. 3.82., iar la baza paharului se fixează cu un mortar special. Capătul de jos al stâlpilor va fi drept sau teşit în funcţie de lăţime.

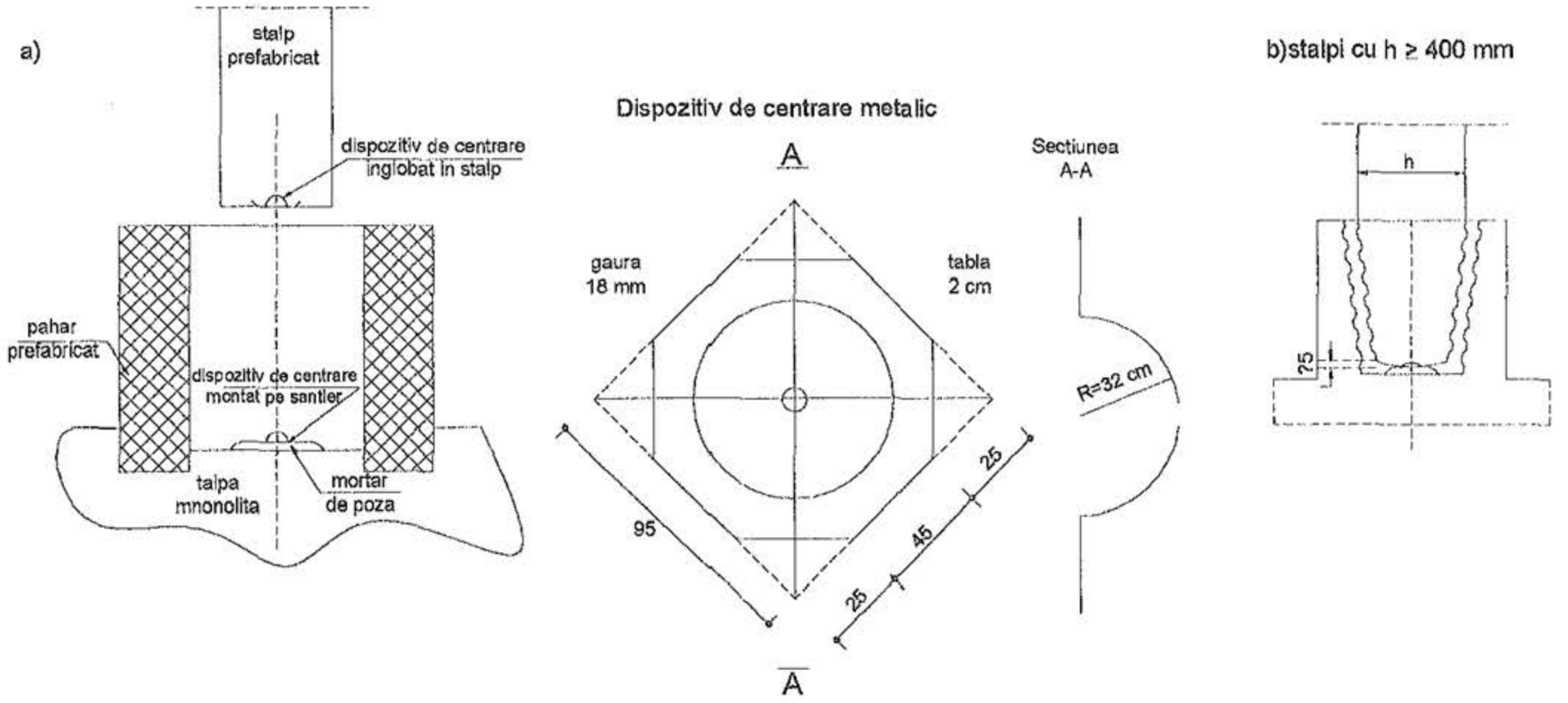


Fig. 3.82. Dispozitive de montaj

O soluţie mult mai sigură de realizare a îmbinării stâlp prefabricat - fundaţie pahar este cea în care paharele prezintă, din fabricaţie, pereţi amprentaţi sau nervuraţi, Fig. 3.83. În această situaţie pereţii pot fi consideraţi ca acţionând monolit cu stâlpul.

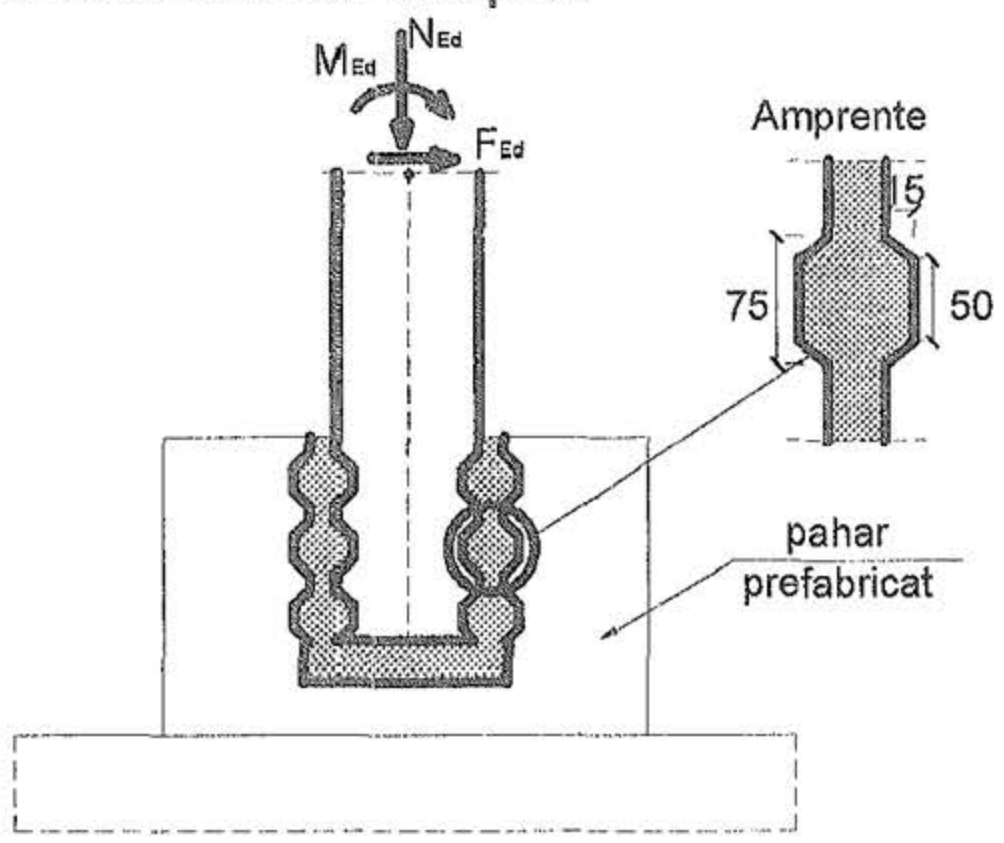


Fig. 3.83. Stâlp-fundaţie pahar cu suprafaţa îmbinării amprentată

Paharul se poate realiza şi în varianta prefabricată, Fig. 3.82, când armăturile care se introduc în talpa fundaţiei trebuie să fie ancorate cu cel

puţin lungimea l_{bd}, iar prin buclele lăsate din pahar, trebuie să se treacă cel puţin două bare longitudinale din armătura tălpii.

Pentru montajul paharului se prevăd cel puţin trei distanţieri din ţeavă cu lungimea mai mare decât a mustăţilor.

3.10.6. Dimensionarea fundației pahar conform ENV 1992-1-1

Conform normativului german ENV 1992-1-1, schema de calcul a fundațiilor pahar este dată în Fig. 3.84. Modelul este valabil numai pentru $l \geq 1{,}2h$.

Din schema de calcul din Fig. 3.84 se determină:

$$H_0 = \frac{6}{5}\frac{M_E}{t} + \frac{6}{5}H \tag{3.165}$$

$$H_V = \frac{6}{5}\frac{M_E}{t} + \frac{1}{5}H \tag{3.166}$$

Încărcarea H_0 acționează ca forță orizontală asupra cadrului orizontal al paharului, armătura necesară pentru preluarea ei fiind:

$$A_{sh} = \frac{1}{2}\frac{H_0}{f_{yd}} \tag{3.167}$$

unde

$$f_{yd} = \frac{\beta_s}{\gamma} = 240\text{N/mm}^2 \text{ (BSt 420-III)} \quad = 280\text{N/mm}^2 \text{ (BSt 500-III)} \tag{3.168}$$

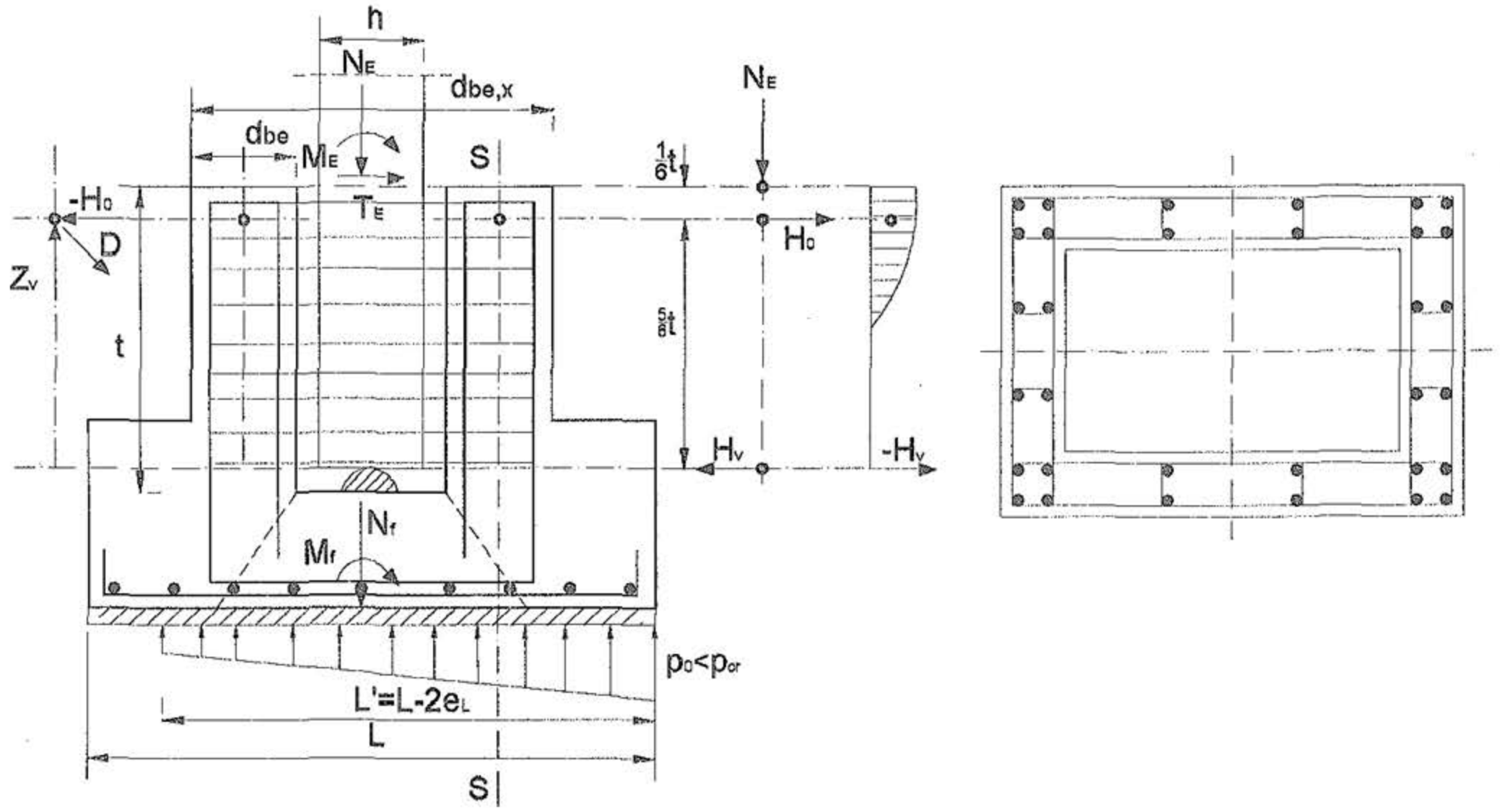


Fig. 3.84. Schema de calcul a fundației pahar conform ENV 1992-1-1

Încărcarea H_V poate, fără o armare suplimentară, să fie preluată de pahar.

Încărcarea verticală Z_V impune adoptarea unei armări verticale a paharului:

$$A_{sv} = \frac{Z_V}{f_{yd}} = \frac{H_0 \cdot tg\alpha}{f_{yd}} \tag{3.169}$$

În care: $tg\alpha = \frac{z}{d_{be,x} \cdot d_{be}}$ (3.170)

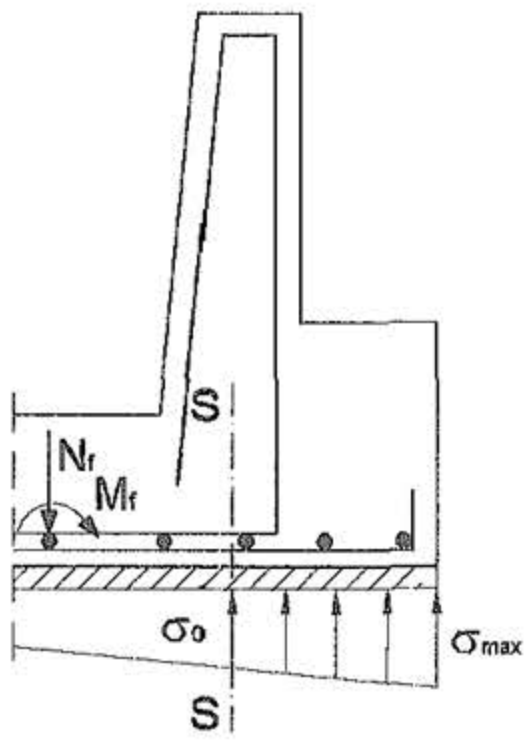


Fig. 3.85. Schema de calcul a solicitărilor în armătura verticală

Armătura de rezistență de la talpa fundației se determină din valoarea momentului încovoietor determinat în secțiunea S-S, folosind metoda dreptunghiului (cu încărcări din presiunile de contact pe talpa fundației, fără luarea în considerare a greutății proprii: N_E, M_E și T_E), Fig. 3.85.

3.11. Fundații pahar tip bloc

Pentru structuri industriale cu încărcări mari pot fi utilizate fundații pahar tip bloc, Fig. 3.86. Ele pot fi realizate ca fundații centrice sau excentrice.

În conformarea acestor tipuri de fundații se vor îndeplini următoarele condiții constructive:

- $t \geq 1,5 b_{st}$, $H_f \geq 200mm$, $a_1 \geq 75mm$, $a_2 \geq 50mm$
- $\min c = 25mm$, $\min c \geq \phi$, $c_{nom} \geq 50mm$

Determinarea suprafeței în plan a tălpii fundației se va face pentru CP 1 și 3, conform recomandărilor din Capitolul 3 (vezi fundații izolate

elastice). Se recomandă folosirea CP1 pentru calculul armăturii şi CP3 pentru verificarea suprafeţei în plan a fundaţiei (după unele norme CP2).

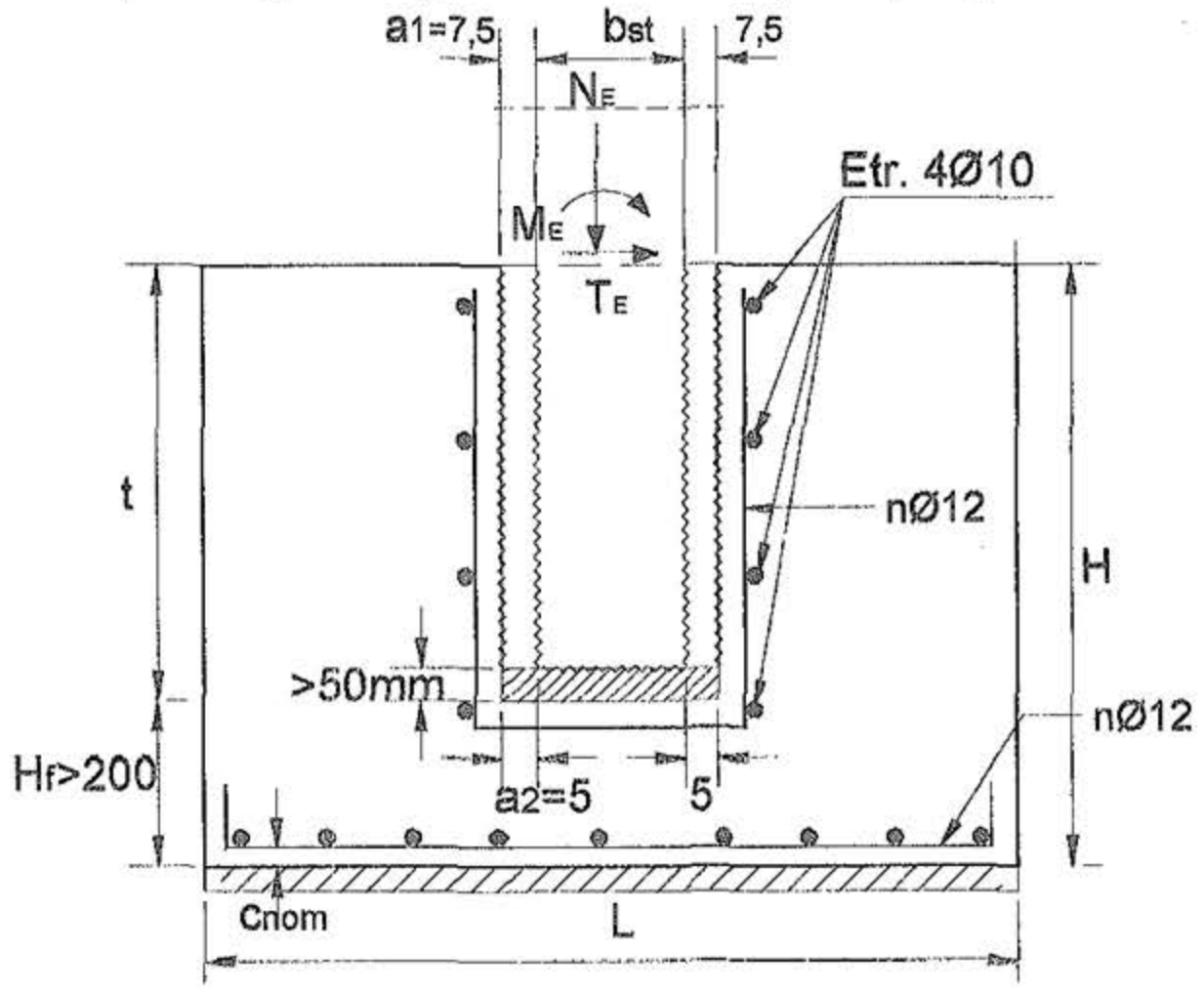


Fig. 3.86. Fundații pahar tip bloc

Pentru calculul armăturii, momentele încovoietoare se calculează pentru secțiunile de la marginea stâlpului, Fig. 3.87.

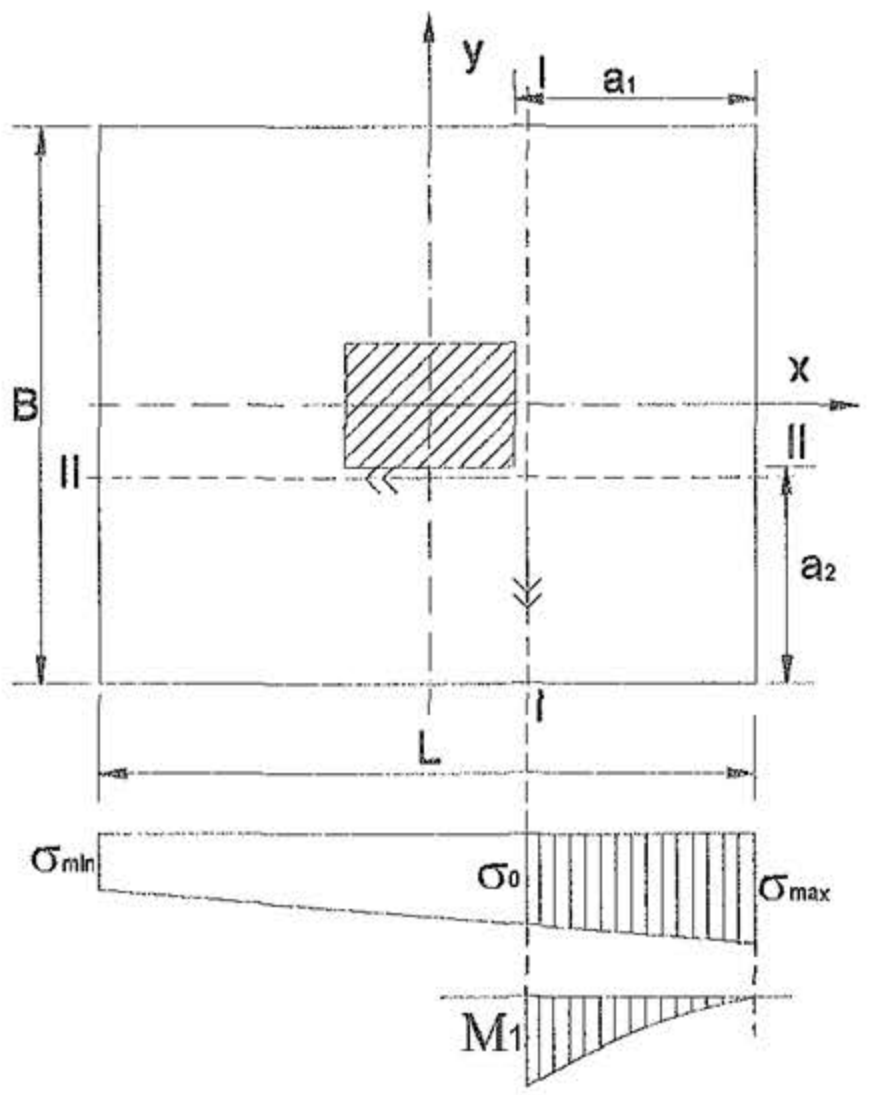


Fig. 3.87. Schema de calcul a momentelor încovoietoare la talpa fundației

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N_{st}}{A_c} \pm \frac{M_{st}}{W_c} \tag{3.171}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{st}}{A_c} \pm \frac{M_{st}}{I_c} \cdot \frac{h_{st}}{2} \tag{3.172}$$

$$M_I = a_1^2 \left(2\sigma_{\max} + \sigma_0\right)\frac{B}{6} \tag{3.173}$$

$$M_{II} = a_2^2 \cdot \sigma_{0m} \cdot \frac{1}{2} \tag{3.174}$$

În cazul fundațiilor încărcate centric:

$$M_2 = M_1 = N_{st} \cdot L \cdot \frac{\left(1 - \frac{b_{st}}{L}\right)^2}{8} \tag{3.175}$$

Calculul armăturii se face în conformitate cu SR EN 1992.

Verificarea la străpungere se face similar ca la fundațiile elastice, iar celelalte verificări vor fi efectuate conform celor prezentate la fundațiile elastice.

3.12. Articularea stâlpilor în fundații

Realizarea unui cadru cu rezemările articulate în fundații se face pentru a micșora gradul de nedeterminare statică, pentru a micșora efectele cedării terenului etc. În general sunt greu de executat, fiind recomandate numai când sunt neapărat necesare static.

Soluțiile posibile sunt: armarea puternică a zonei centrale de rezemare a stâlpului pe fundație, Fig. 3.88. sau reducerea secțiunii stâlpului, Fig. 3.89.

Dacă prevedem armare longitudinală sau fretă puternică, calculul armăturii din articulație se face la efortul S calculat cu relația, Fig. 3.86.

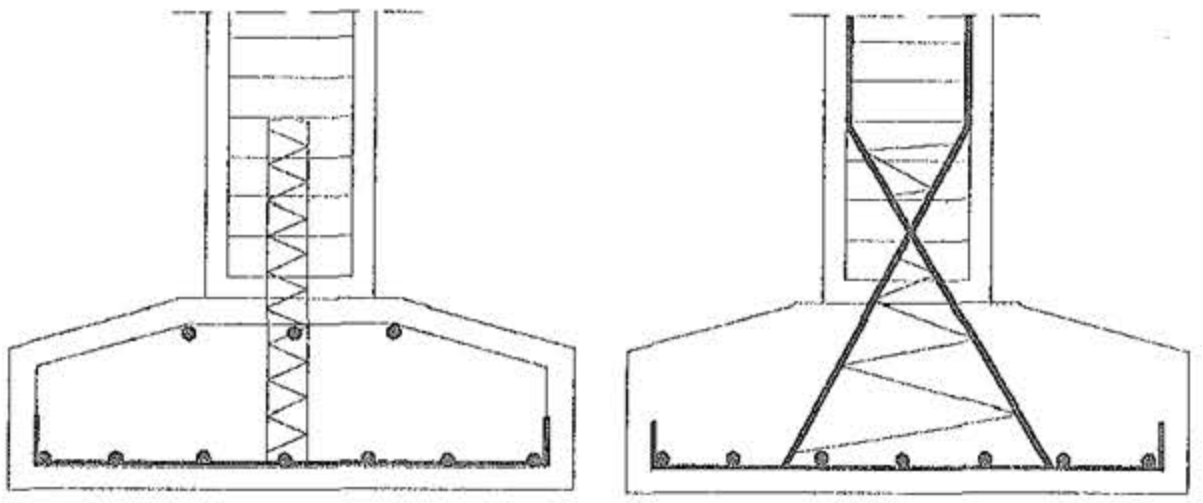


Fig. 3.88. Soluție de articulare a stâlpului în fundație prin armarea puternică a zonei de rezemare

$$S_1 \cdot \cos 60^\circ = S_2 \sin 60^\circ = \frac{1}{2} H_{\max} \tag{3.176}$$

CLUJ-NAPOCA BIBLIOTECA UNIVERSITARĂ

$$S_2 = \frac{1}{2}\frac{H}{\cos 60^\circ} \tag{3.177}$$

$$A_{nec} = \frac{S_2}{f_t} \tag{3.178}$$

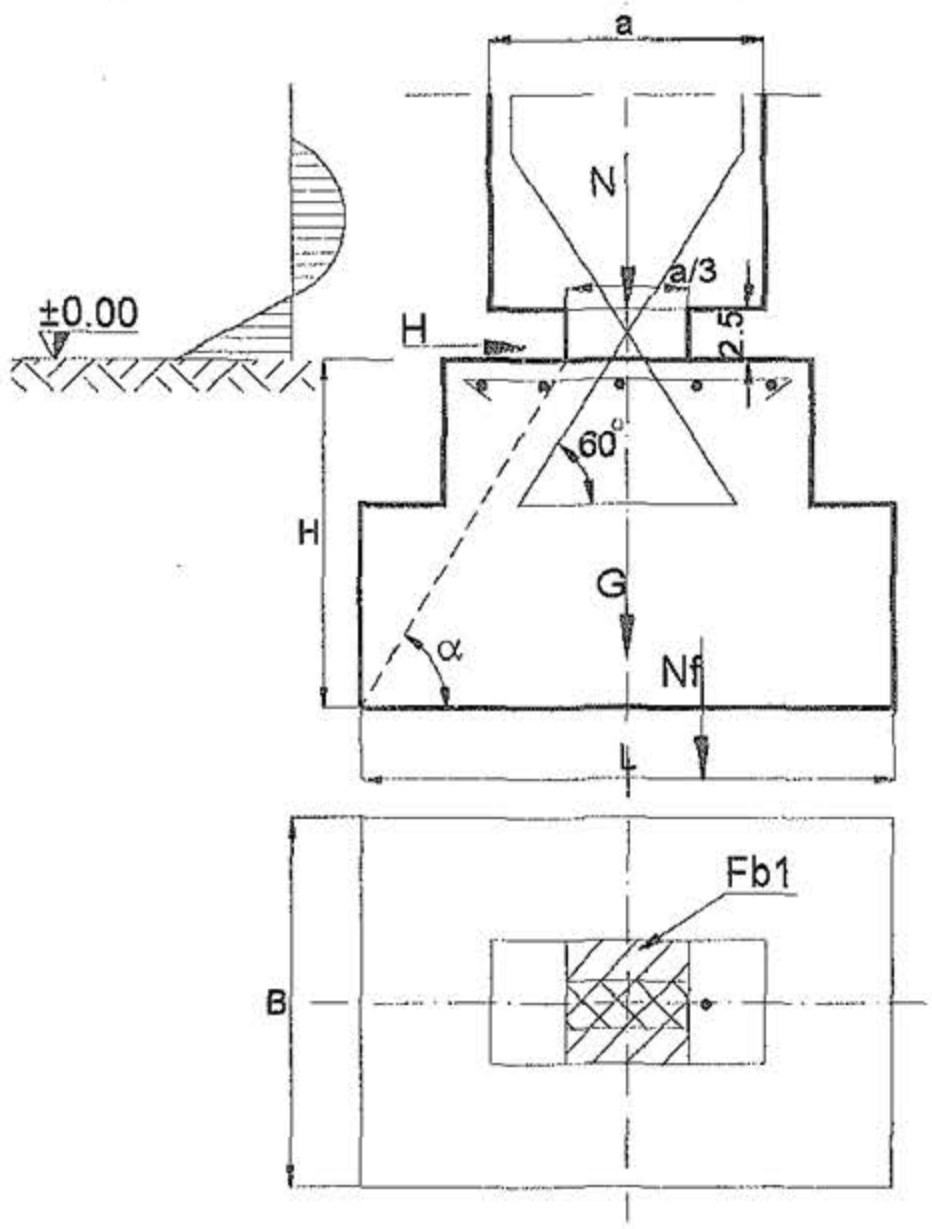


Fig. 3.89. Reducerea secțiunii stâlpului

Se impune verificarea la strivire locală a secțiunii reduse a stâlpului, Fig. 3.89., la solicitarea:

$$N = b \cdot \frac{1}{3} a \cdot \sigma \tag{3.179}$$

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{a \cdot b/3} \tag{3.180}$$

În care: $F_{b1} = \frac{a}{3} b$ din suprafața de strivire.

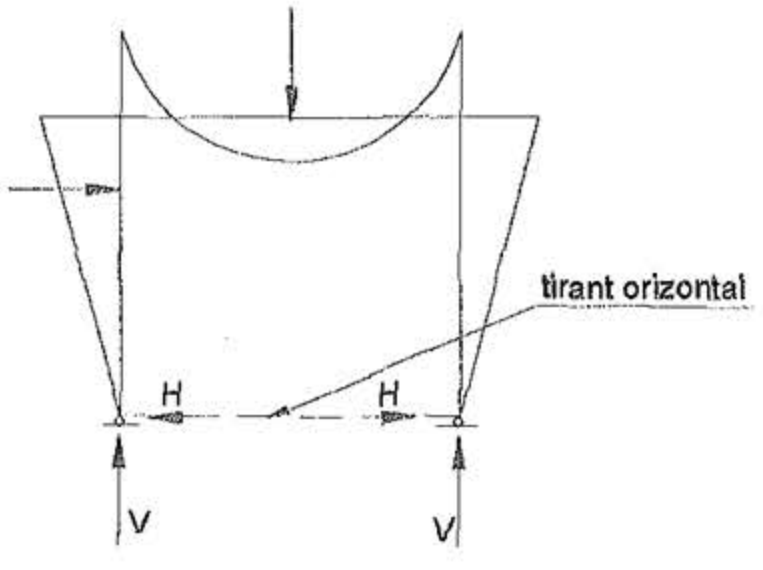


Fig. 3.90. Cadru cu tirant orizontal

Împingerea orizontală este preluată de către terenul de fundare. La terenurile slabe sau H mare se folosește soluția de cadru cu tirant orizontal, Fig. 3.90.

3.13. Efectul rotirii fundației asupra momentului încovoietor transmis fundației

Admițând stâlpul perfect încastrat la capătul superior, rotirea stâlpului sub acțiunea momentului încovoietor care se repartizează stâlpului în nodul de cadru stâlp-fundație va fi, Fig. 3.91.:

$$\theta_s = \frac{l_{St}}{4 \cdot EI} \cdot M_2 \tag{3.181}$$

Dacă stâlpul este articulat relația (3.181) devine:

$$\theta_s = \frac{l_{St}}{3 \cdot EI} \cdot M_2 \tag{3.182}$$

Rotirea fundației va fi egală cu:

$$\theta_f = \frac{M_1}{k_f I_f} \tag{3.183}$$

Considerând $\theta_s = \theta_f$, rezultă:

$$\frac{M_1}{k_\varphi I_f} = \frac{\frac{M_2}{4EI}}{\frac{l_{St}}{}} = \frac{M}{k_\varphi I_f + \frac{4EI}{l_{St}}} \tag{3.184}$$

deoarece $M = M_1 + M_2$.

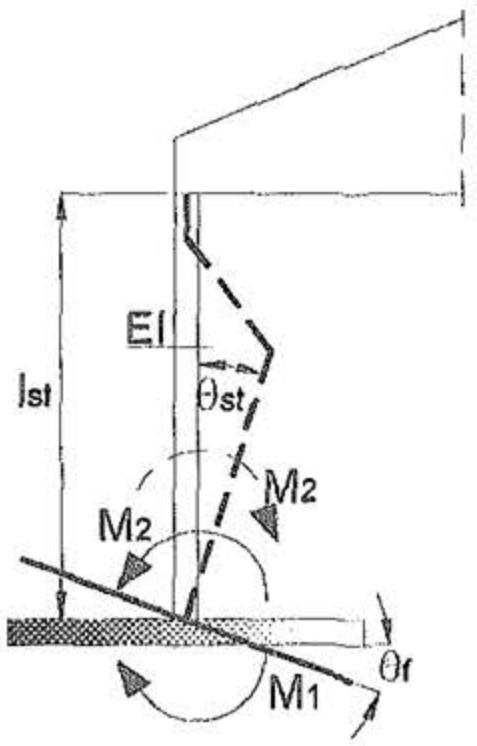


Fig. 3.91. Efectul rotirii fundației

Asupra fundației acționează momentul încovoietor:

$$M_1 = \frac{k_\varphi I_f}{k_\varphi I_f + \dfrac{4EI}{l_{St}}} + 1 \qquad (3.185)$$

Iar în stâlp va rămâne momentul încovoietor

$$M_1 = M - M_2 \qquad (3.186)$$

Rotirea fundației face ca momentul încovoietor în piciorul cadrului să fie mai redus ca la o încastrare perfectă, gradul de încastrare fiind:

$$\varphi = \frac{M_1}{M} = \frac{k_\varphi I_f}{k_\varphi I_f + \dfrac{4EI}{l_{St}}} \qquad (3.187)$$

Dacă în loc de încastrare perfectă la capătul superior al stâlpului se realizează o încastrare parțială, gradul de încastrare a stâlpului în fundație va fi:

$$\varphi = \frac{k_\varphi I_f}{k_\varphi I_f + \dfrac{GEI}{(2 - \dfrac{\varphi_B}{2}) l_{St}}} \qquad (3.188)$$

Prin încastrarea elastică în fundație, siguranța stâlpului de cadru scade, momentele încovoietoare din riglă cresc, iar momentele încovoietoare în stâlpi scad, Fig. 3.92.

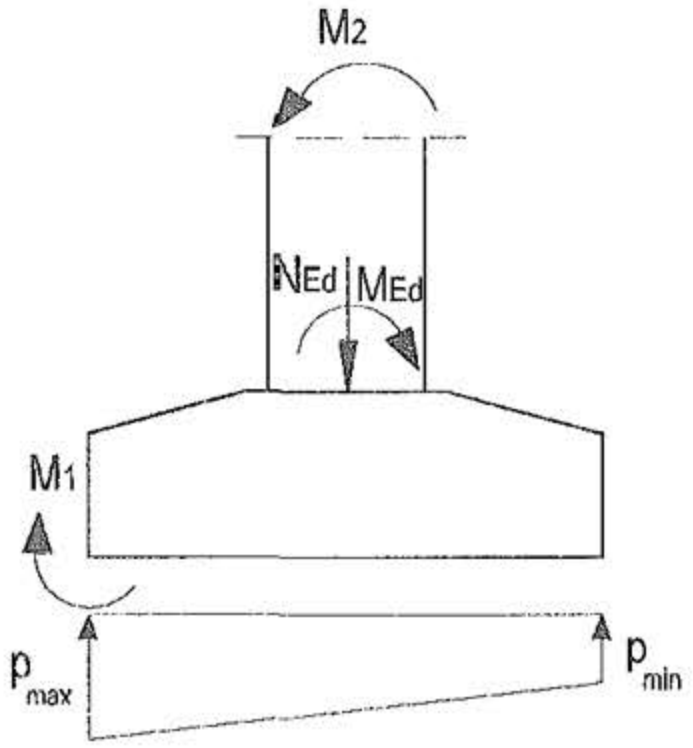


Fig. 3.92. Modificarea momentelor în stâlp – fundație prin încastrare elastică

3.14. Efectul tipului de rezemare și a rotirii fundației asupra suprastructurii

Realizarea tipurilor de rezemare a stâlpilor cadrelor în fundații are o importanță mare asupra valorilor momentelor încovoietoare care sunt transmise de stâlp fundației, Fig. 3.93.a.

Executarea unor legături încastrate ale stâlpilor în fundații mărește valoarea momentului transmis fundației, dar micșorează valorile momentului în corpul cadrului.

Prevederea unui sistem cu trei articulații conduce la anularea momentului transmis de stâlp fundației, Fig. 3.93.b.

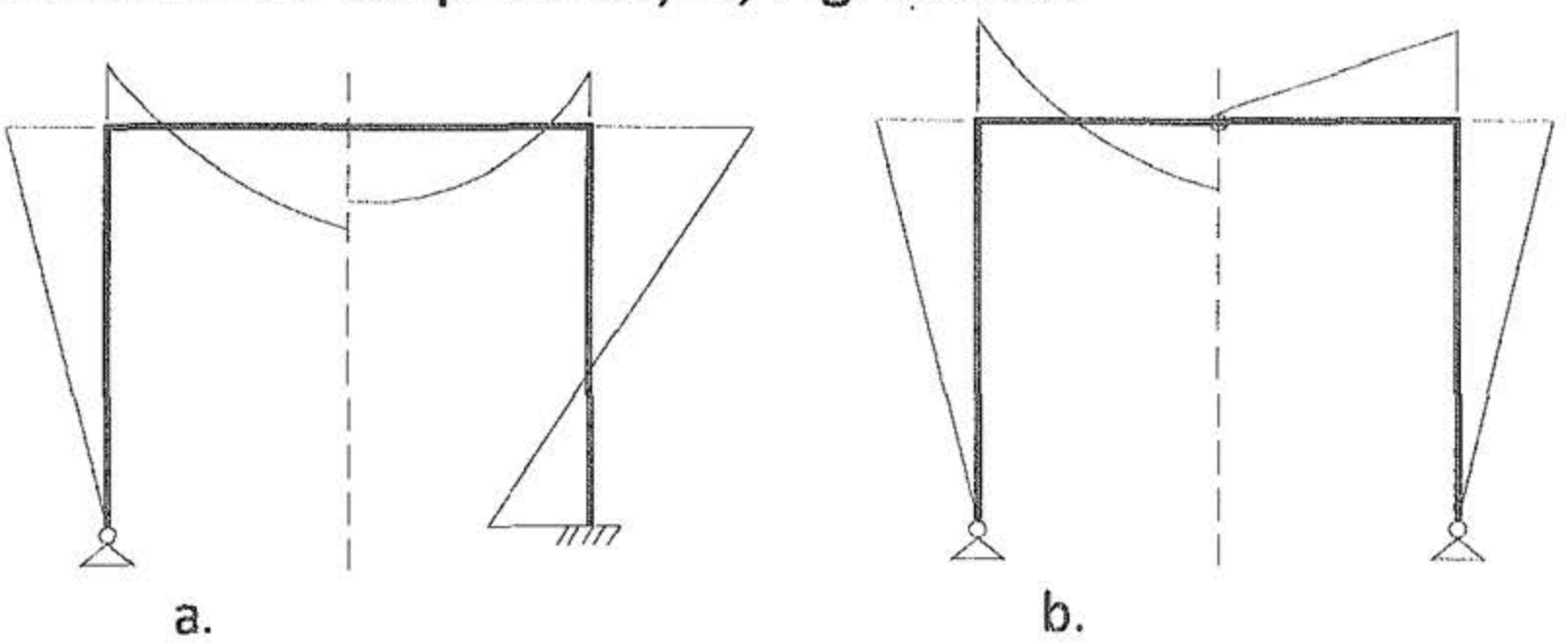


Fig. 3.93. Influența tipului de rezemare asupra momentului încovoietor

Efectul rigidității cadrului (stâlp + grindă) este important pentru valoarea momentului încovoietor, Fig. 3.94. Pentru diferite valori ale raportului rigidităților ρ_r/ρ_s valoarea momentului încovoietor maxim variază după cum se prezintă în Tabelul 3.9.

Tabelul 3.9. Valorile momentelor încovoietoare funcție de raportul rigidităților

ρ_r/ρ_s	0	1	∞
Cadru cu 2 articulații	$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{13,3}$	$\frac{pl^2}{8}$
Cadru cu 2 încastrări (considerat articulat prin grinzi)	$\frac{pl^2}{24}$	$\frac{pl^2}{14,4}$	$\frac{pl^2}{8}$

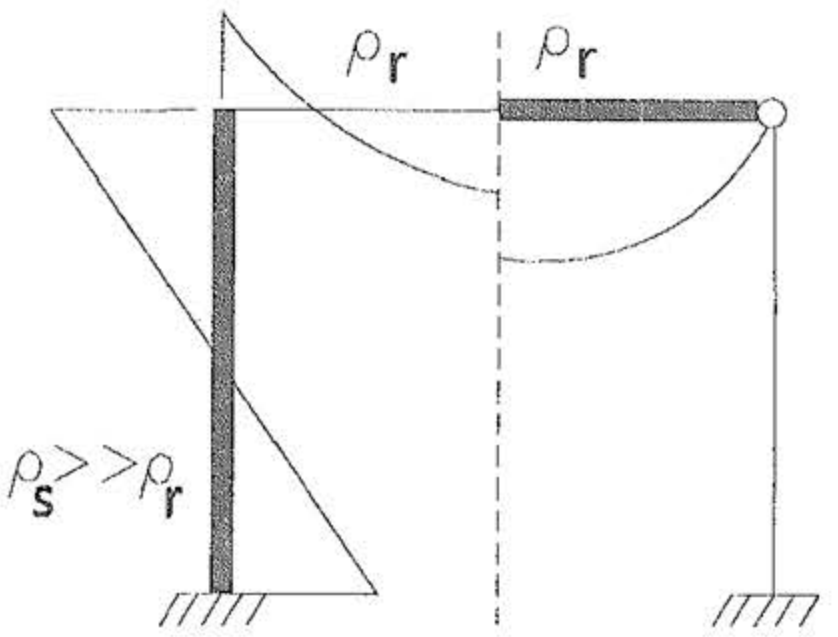


Fig. 3.94. Influența rigidității stâlpului asupra momentului încovoietor în încastrare

Rotirea fundației are un rol important asupra valorii momentului încovoietor din cadru, Fig. 3.95. Datorită rotirii, momentele încovoietoare maxime (din riglă) se măresc cu o valoare ΔM care se determină în funcție de valoarea rotirii fundației, Fig. 3.96.

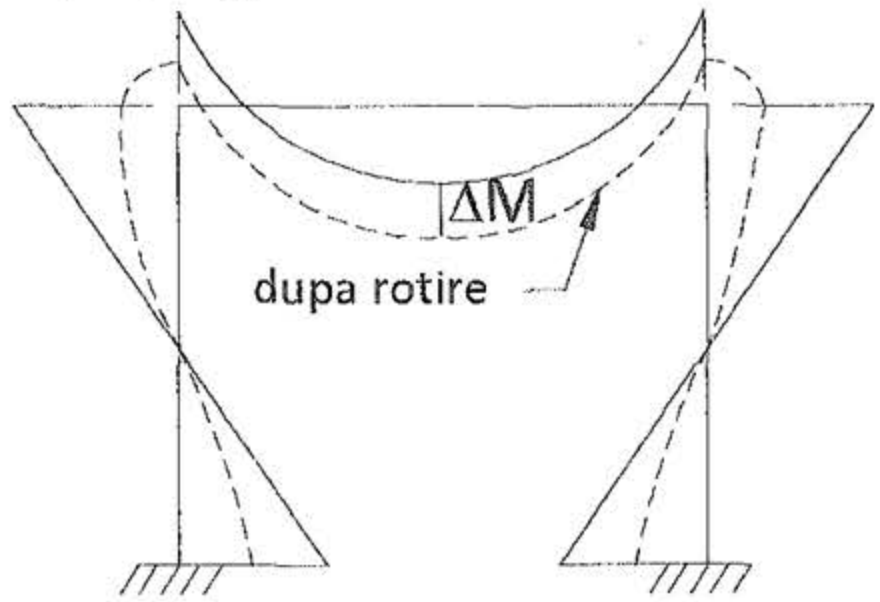


Fig. 3.95. Influența rotirii fundației asupra valorii momentului încovoietor

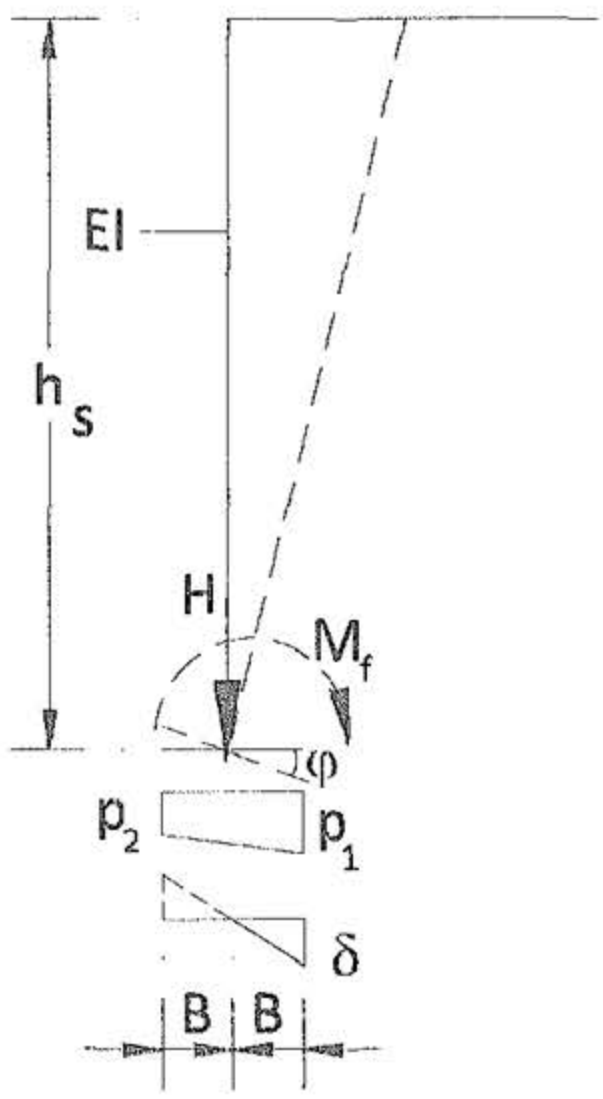


Fig. 3.96. Schema de calcul a lui ΔM

Considerând o distribuție liniară a presiunilor pe talpa fundației:

$$p_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_f}{W_f} \tag{3.189}$$

Valoarea

$$\Delta p = 2\frac{M_f}{W_f} \tag{3.190}$$

Tasarea fundației datorată diferențelor de presiuni efective pe talpa fundației este:

$$\delta = \frac{\Delta p}{c_\varphi} = 2\frac{M_f}{c_\varphi \cdot W_f} \tag{3.191}$$

în care c_φ - este coeficientul de pat la rotire (Popa, 1998).

Cu aceasta se determină rotirea fundației:

$$tg\varphi = \frac{\delta}{B} = 2\frac{M_f}{c_\varphi \cdot W_f \cdot B} \tag{3.192}$$

De unde valoarea momentului suplimentar indus în structură se determină cu relația:

$$\Delta M = tg\varphi \frac{6EI}{h_s} \tag{3.193}$$

Rotirea fundației nu are influență asupra structurilor articulate, Fig. 3.97.

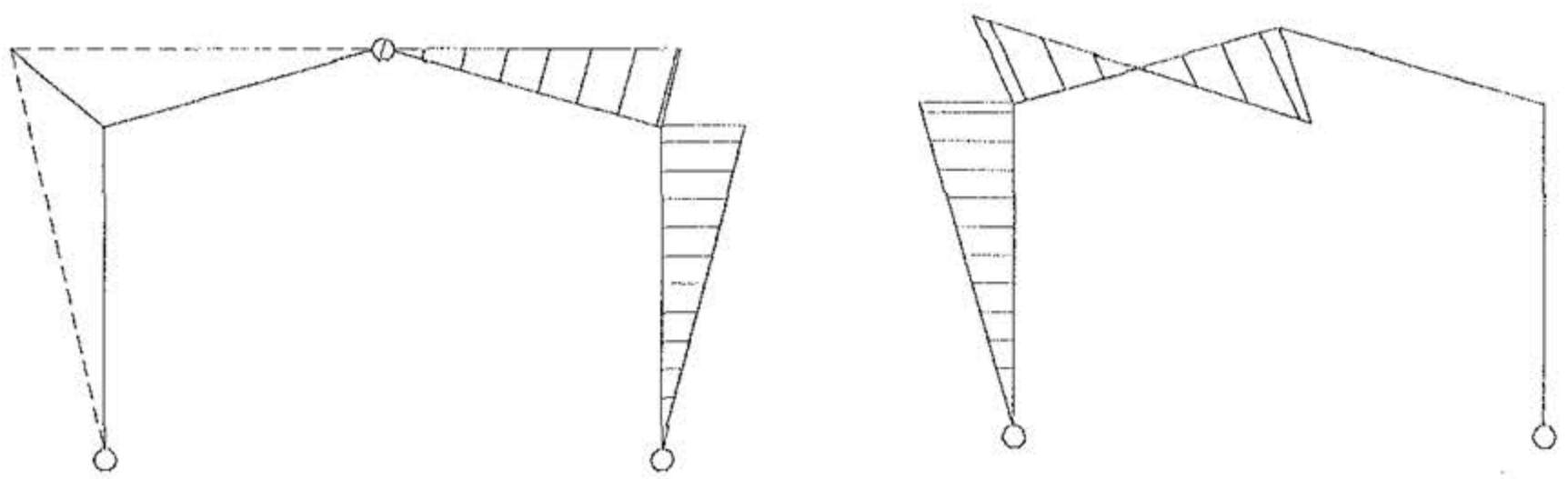


Fig. 3.97. Structuri articulate

3.15. Fundaţii pentru stâlpi metalici

Fundațiile izolate ale stâlpilor metalici se realizează ca fundații tip bloc de beton simplu, Fig. 3.98.a. sau fundații tip bloc de beton simplu și cuzinet, Fig. 3.98.b.

Pentru solicitări mici, poate fi folosita soluția tip bloc de beton în care se ancorează direct buloanele de legătură cu placa de baza.

Se vor respecta următoarele condiții:

- Betonul bloc va avea clasa minimă C6/7.5,
- Înălțimea blocului de beton se stabilește astfel ca tgα să respecte valorile minime din Tabelul 3.7; această condiție se impune și la blocul executat în trepte,
- Înălțimea minimă a treptei este de 400mm la blocul de beton cu o treaptă,
- Blocul de beton poate avea cel mult 3 trepte a căror înălțime minimă va fi H_1>400mm; H_2≥300mm,

– Turnarea betonului se va face astfel încât să fie asigurată continuitatea betonului,

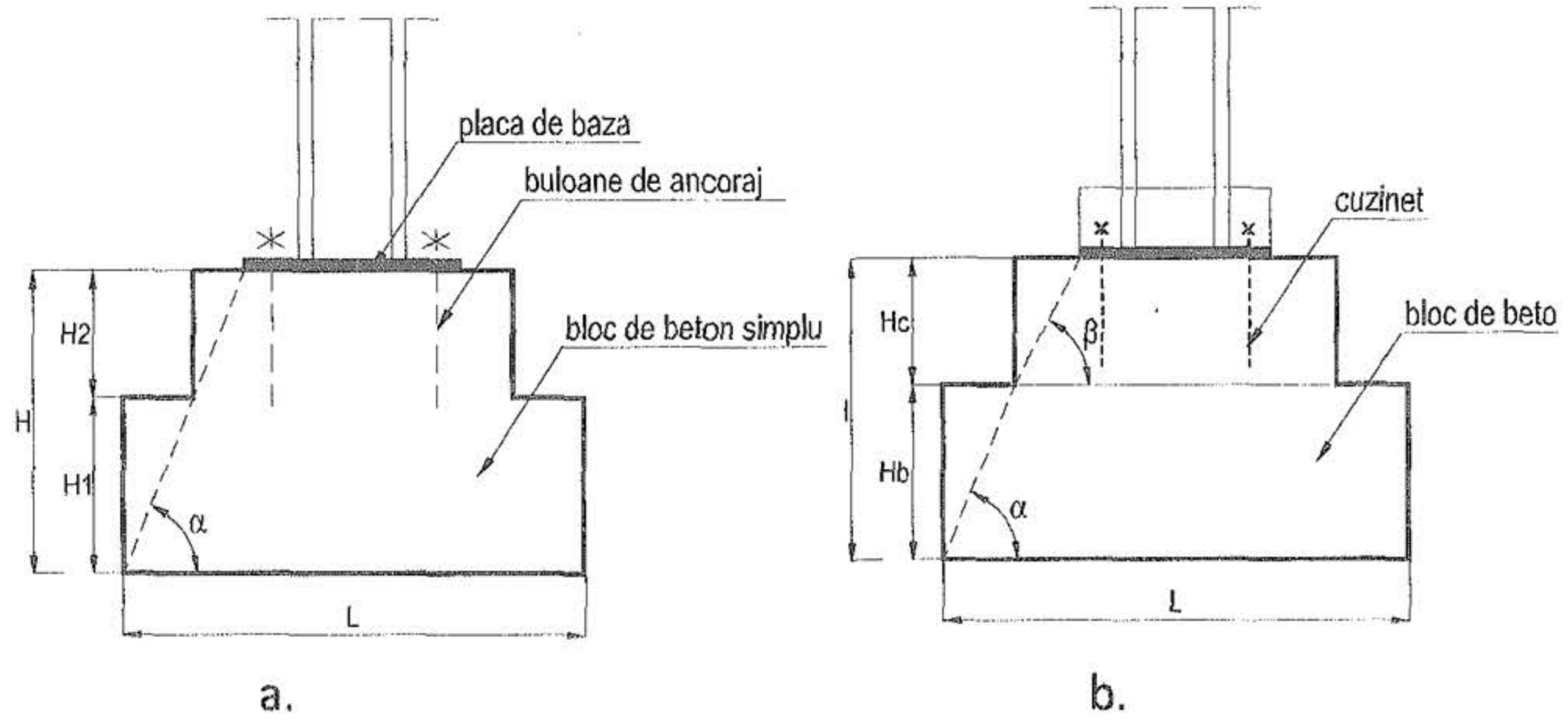


Fig. 3.98. Fundații pentru stâlpi metalici

Dimensiunea și poziția șurubului de ancoraj se stabilesc în funcție de momentele încovoietoare capabile ale stâlpului, Fig.3.99. a sau b.

Valoarea efortului de calcul poate fi determinată fie considerând o distribuție liniară a presiunilor de contact pe talpa plăcii, Fig. 3.99.a., fie considerând o distribuție uniformă a presiunilor de contact pe o suprafață, Fig. 3.99.b.

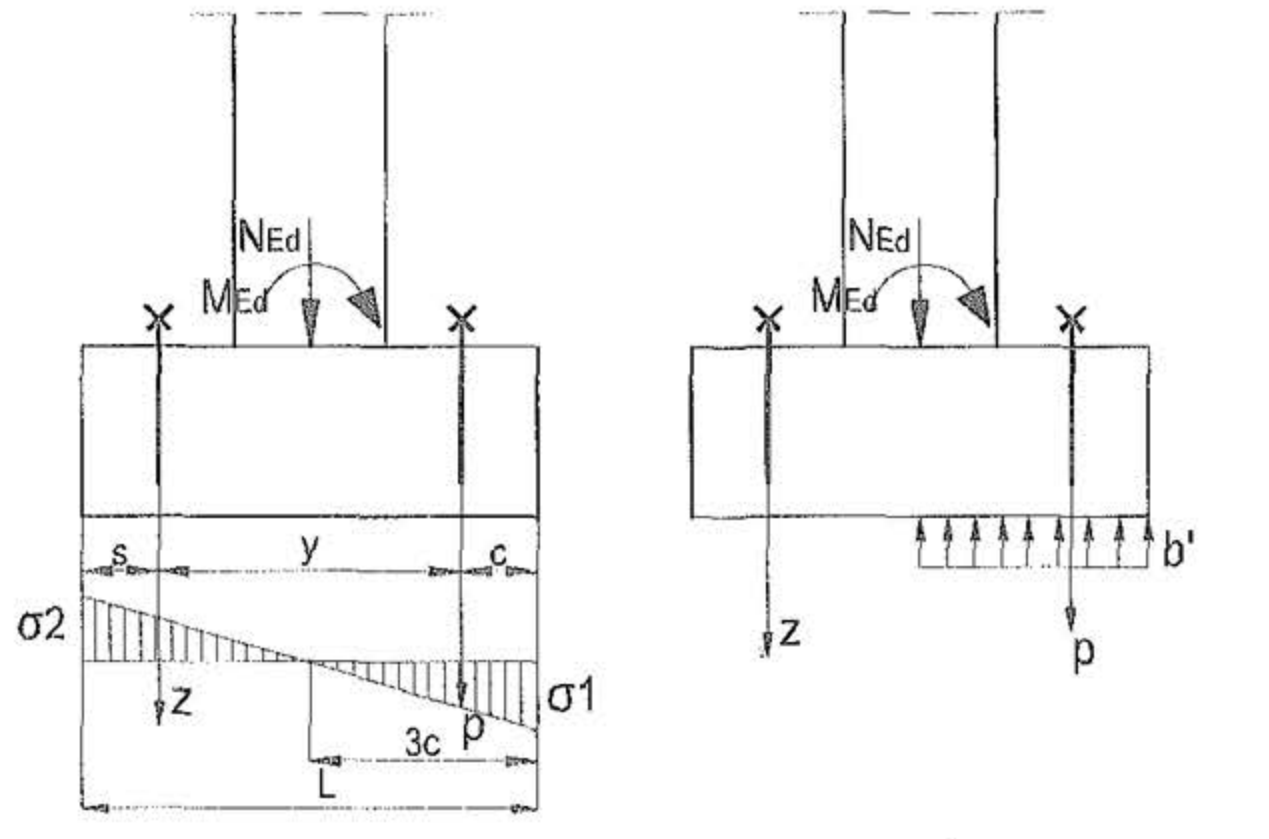


Fig. 3.99. Calculul eforturilor din ancoraj

În primul caz, valoarea forței de ancoraj este data de relația, Fig. 3.99.a.,:

$$Z = \frac{M_{Ed}}{y} \cdot (1 - \frac{a}{e}) \qquad (3.194)$$

$$\text{unde } a = \frac{L}{2} - c;\ e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \tag{3.195}$$

În cel de-al doilea caz valoarea forței de ancoraj este, Fig. 3.99.b.:

$$Z = (L' \times B) f_{cd}, \text{ unde } L' = L - 2e_L \tag{3.196}$$

Pentru stâlpii solicitați la încărcări mari, stâlpul metalic se realizează cu o placă de bază prevăzută cu rigidizări, care asigură transmiterea presiunilor la fundație și a forțelor la șuruburile de ancoraj.

Secțiunea în plan a plăcii de bază rezultă din condițiile privind limitarea presiunilor maxime pe suprafața de contact cu betonul la următoarele valori:

- rezistența de calcul la compresiune a betonului din cuzinet (f_{cd}),
- rezistența de calcul la compresiune a mortarelor de poza (f_m).

Lungimea minimă a șuruburilor de ancoraj prelungite în cuzinet se determină astfel, Fig. 3.100.

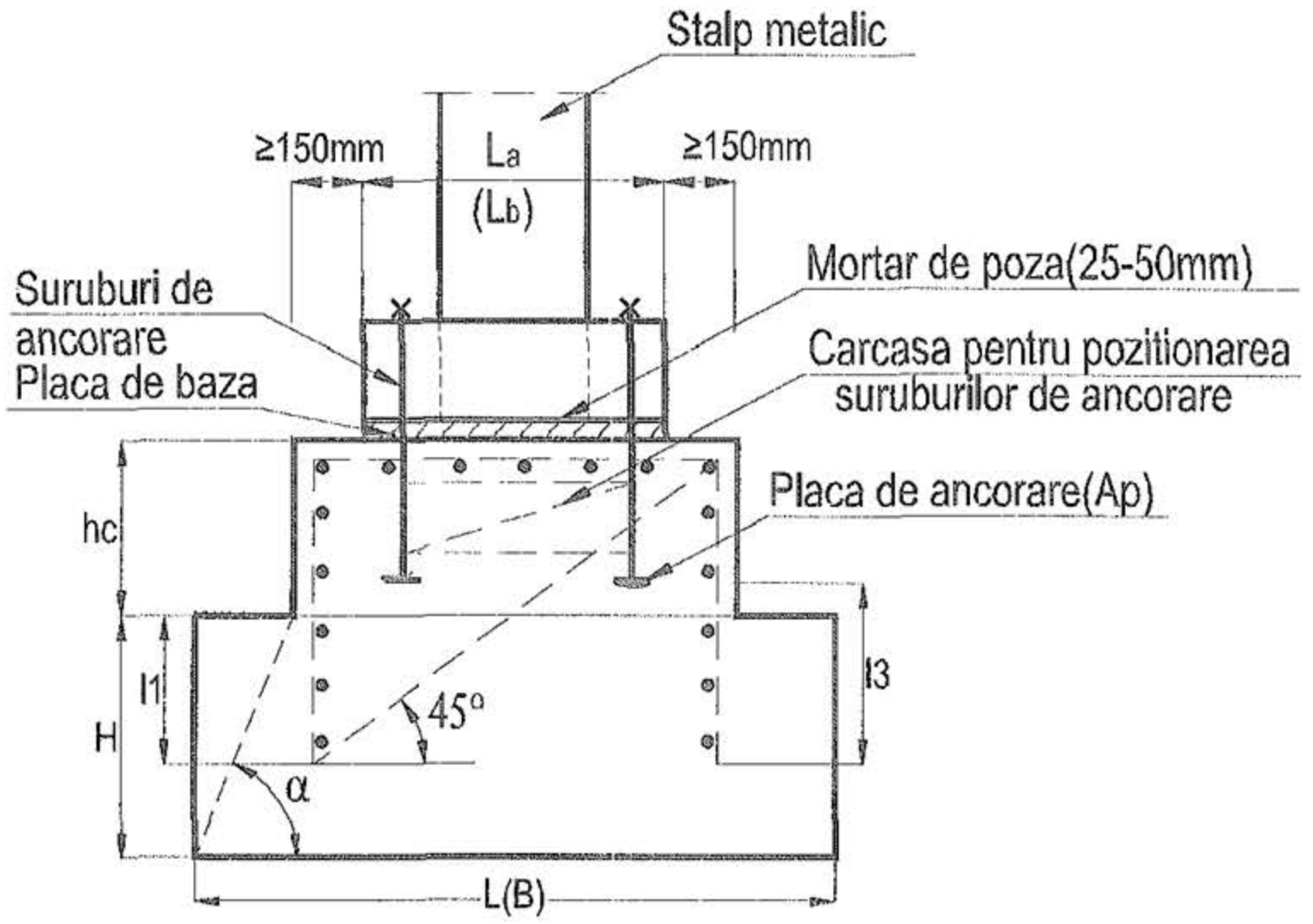


Fig. 3.100. Fundație pentru stâlp metalic

- Valoarea maximă a plăcii de baza (L_a sau L_b) majorată cu lungimea de ancoraj a șurubului (30 Φ) dacă suprafața laterală este nervurată,
- valoarea maximă L_a/L_b majorată cu lungimea de ancoraj(15Φ) dacă suprafața laterală nu este nervurată, dar la capătul șurubului este prevăzută o placă metalică rigidă pentru ancorare,

– Aria minima a plăcii (A_p) rezultă din verificarea presiunilor transmise betonului prin ancorarea șurubului.

$$A_P = \frac{Z}{0.4 f_{td}} \qquad (3.197)$$

unde: Z - este forța de întindere din șurub.

Cuzinetul de beton armat se proiectează respectând următoarele condiții:

– cuzinetul se realizează de forma prismatică,
– dimensiunile în plan ale cuzinetului (l_c, b_c) vor fi mai mari cu 150mm pe fiecare direcție, față de dimensiunile plăcii de bază (L_a, L_b),
– dimensiunile minime ale cuzinetului se stabilesc în funcție de condiția de limitare a presiunilor pe planul de contact cu blocul la valori mai mici decât rezistența de calcul la compresiune a betonului (verificare la strivire conform paragrafului 3.4.1.4),
– se recomandă ca raportul

$$\frac{b_c}{B} = \frac{l_c}{L} = 0.50 - 0.65 \qquad (3.198)$$

– înălțimea cuzinetului (h_c) va respecta limitele maxime
  – $h_c \geq 300mm$
  – h_c va respecta valorile minime recomandate pentru betonul de clasă C8/10,
– rostul de turnare dintre bloc și cuzinet se tratează pentru a realiza continuitatea betonului,
– clasa minimă a betonului din cuzinet va fi C8/10.

Armarea fundației se realizează după modelul din Fig. 3.101:

a. Armatura verticală (1) rezultă din verificarea la compresiune excentrică a secțiunii de rost dintre bloc și cuzinet,
b. Armatura de la partea superioară a cuzinetului (2) se realizează ca o rețea de bare dispuse paralel cu laturile cuzinetului, prelungite pe verticală în cuzinet şi bloc. Se impun respectate următoarele condiții:
   – diametrul minim al armăturilor este de 10mm,
   – distanța dintre armături va fi cuprinsă între minim 70mm și maxim 200mm.

c. Armătura verticală de pe fiecare latură a cuzinetului se prelungește în bloc cu o lungime care asigură ca distantele l_1, l_2 și l_3 din Fig. 3.101. să fie cel puțin egale cu lungimea de ancoraj.
d. Armăturile orizontale (3) minime dispuse pe perimetrul cuzinetului sunt:
   - 1/4 din armătura verticală din cuzinet,
   - Φ8/200 mm.

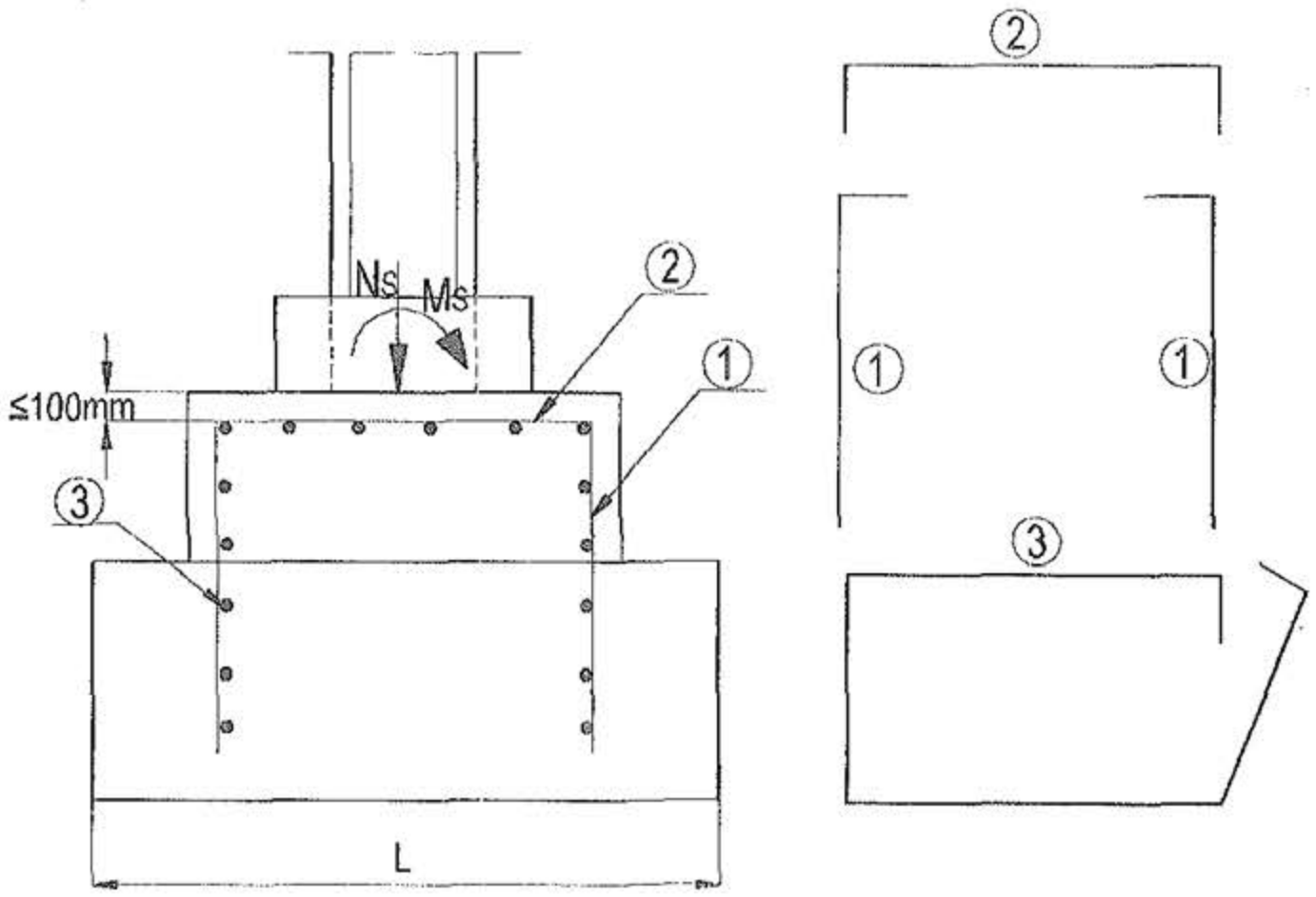


Fig. 3.101. Armarea fundației cu bloc și cuzinet

Valoarea lungimii de ancoraj l_a se determină conform SR EN 1992.

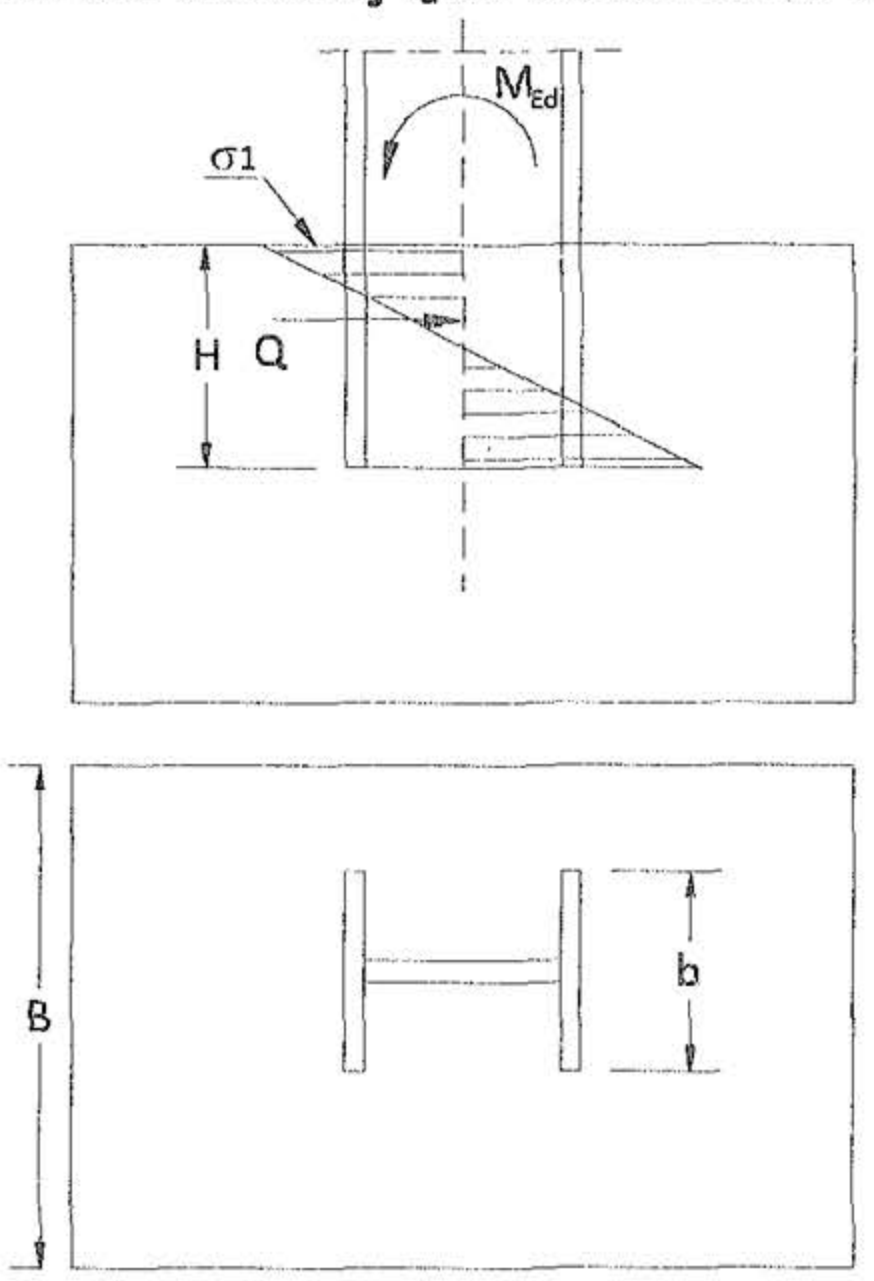


Fig. 3.102. Schema de calcul a încastrării stâlpului în fundaţie

În cazul în care se folosesc soluţii în care stâlpul metalic se încastrează direct în blocul de beton, Fig. 3.102., adâncimea de încastrare (H) va fi cel puţin egală cu (Tomlinson, 1969):

$$H = \sqrt{\frac{Q_2 M}{b \cdot f_c}} \tag{3.199}$$

Cu condiţia:

$$\sigma_1 \leq 0{,}25 \cdot f_c \tag{3.200}$$

$$Q_2 = \frac{2}{3} b$$

La cadrele metalice uşoare, pentru preluarea forţelor orizontale se prevăd grinzi de fundare de ancoraj, Fig. 3.103.a. sau luarea în considerare a reacţiunii date de frecare pe toată talpa fundaţiei (inclusiv adeziunea), reacţiunea pasivă, Fig. 3.103.b.

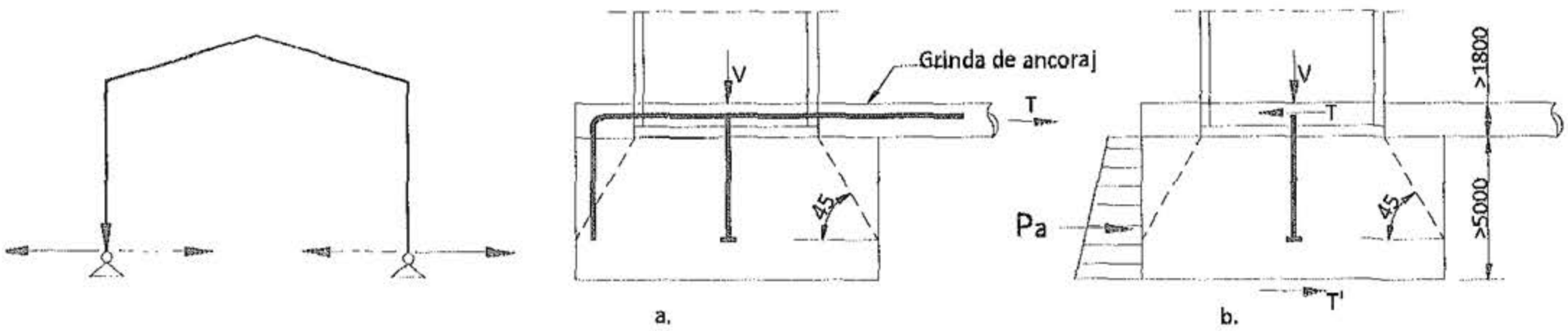


Fig. 3.103. Forţele orizontale transmise la: a. fundaţii cu tiranţi, b. fundaţii izolate

3.16. Infrastructuri pentru construcţii cu cadre de beton armat

Preluarea şi transmiterea încărcărilor ce acţionează asupra unei construcţii se face prin sisteme structurale alcătuite din suprastructură, infrastructură şi fundaţii.

Se consideră structuri în cadre acele structuri care sunt alcătuite din stâlpi şi rigle ce realizează preluarea şi transmiterea integrală la terenul de fundare a încărcărilor verticale şi orizontale ale construcţiei.

Structurile în cadre de beton armat pot avea următoarele soluţii de alcătuire a infrastructurii şi fundaţiilor:

a. Structuri fără infrastructuri, Fig. 3.104.a., la care rezemarea tuturor stâlpilor se realizează direct pe fundaţii. De regulă, acest sistem de structură se întâlneşte la hale industriale, comerciale etc. În general, fundaţiile izolate sub stâlpi sunt folosite pentru clădiri cu unul – două niveluri.

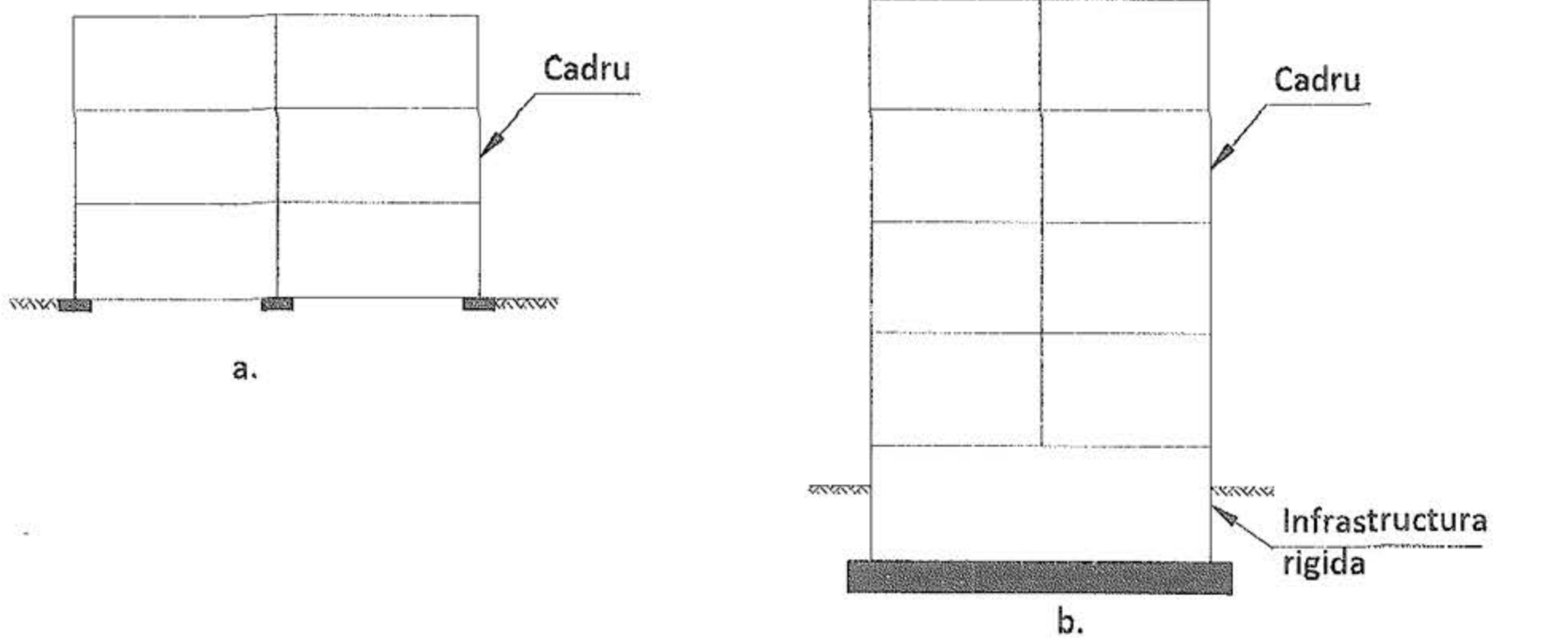


Fig. 3.104. Tipuri se structuri în cadre de beton armat

Realizarea unei infrastructuri (parţiale sau totale) la structurile în cadre creează legături suplimentare (reazeme, încastrări) pentru stâlpii de la nivelul planşeului peste infrastructură. La dimensionarea infrastructurii trebuie considerat în totalitate acest sistem de eforturi.

La structurile cu subsol parţial avem cote diferite de încastrare a stâlpilor la bază, în calcul modelându-se cât mai fidel structura reală.

b. Structuri cu infrastructură, la care sunt prevăzute între suprastructură (sistemul de stâlpi şi grinzi) şi fundaţii, un sistem spaţial de pereţi structurali, pe unul sau mai multe niveluri, concepute pentru a asigura o creştere a rigidităţii şi rezistenţei, Fig. 3.104.b.

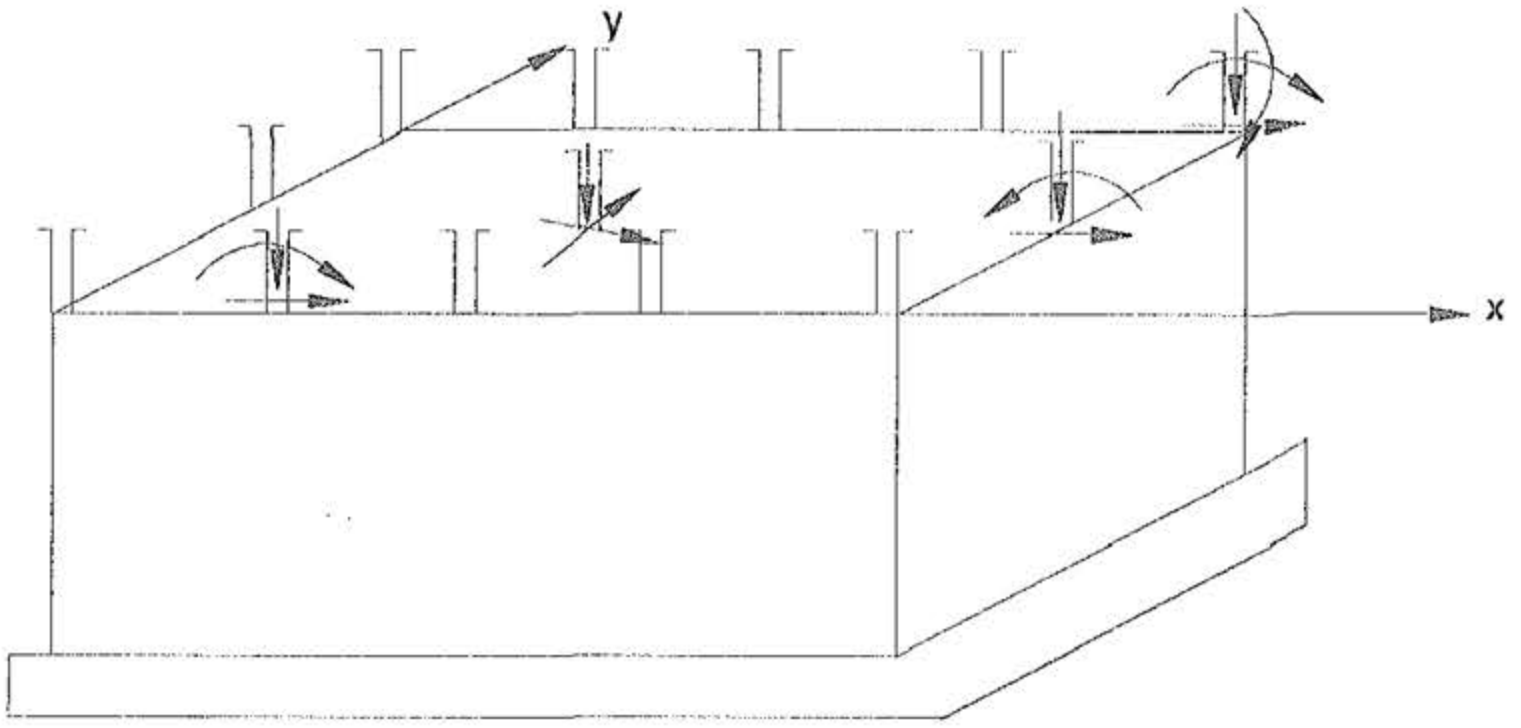


Fig. 3.105. Solicitări asupra fundaţiilor

Pe înălţimea infrastructurii pot exista şi stâlpi rezemați direct pe fundaţii. În aceste situaţii de alcătuire se va ţine seama în calculul infrastructurii şi de eforturile preluate de la stâlpii care nu sunt în contact direct cu pereţii, Fig. 3.105.

În cazul construcţiilor de înălţime medie sau înalte, amplasate în zone seismice (A - D), se recomandă ca infrastructura să fie realizată ca un sistem casetat, alcătuit din pereţii se subsol, planşeul peste subsol şi la partea inferioară radierul sau fundaţiile continue cu placă armată legate de aceste, Fig. 3.106.

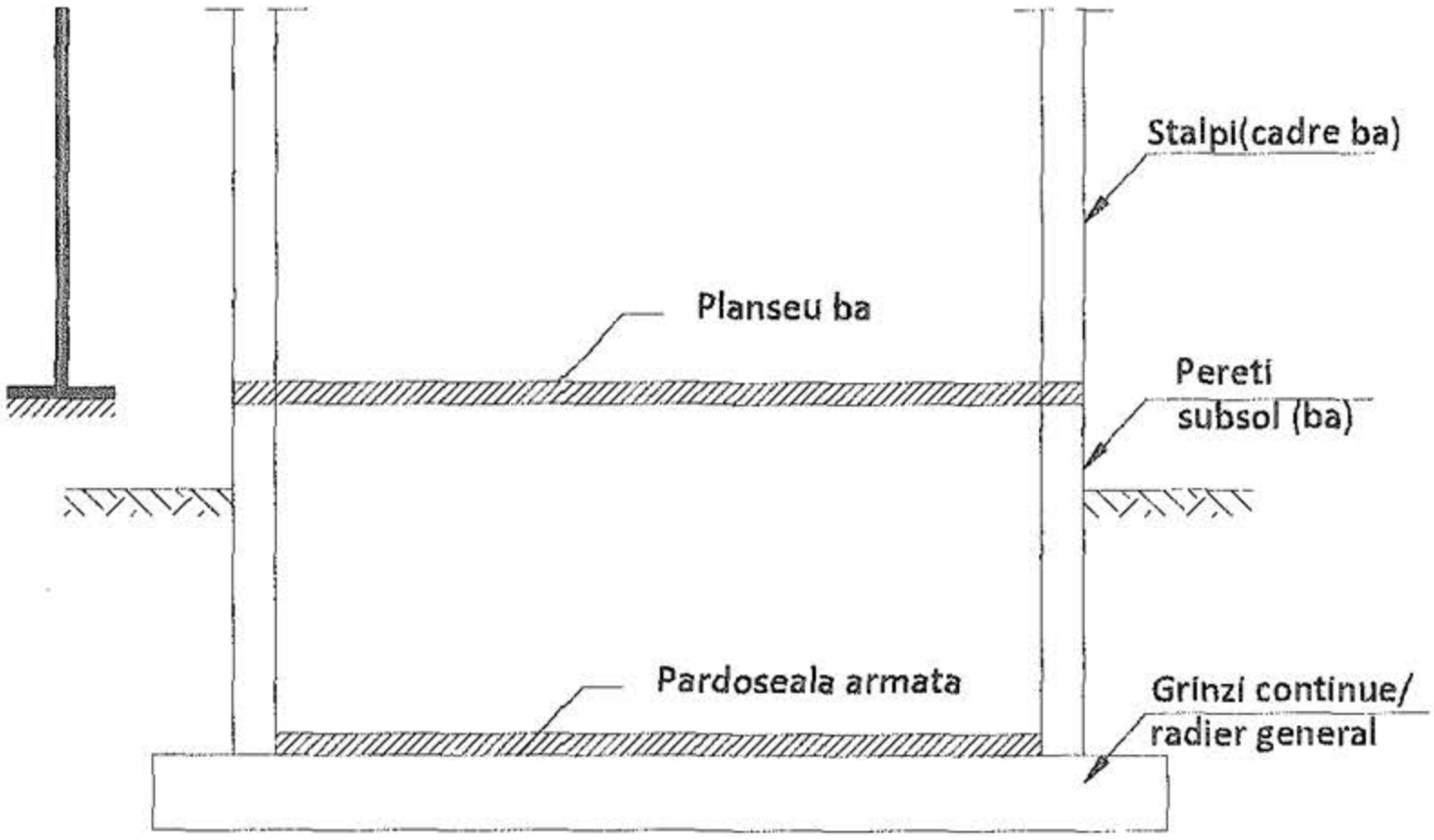


Fig. 3.106. Alcătuirea infrastructurilor în zone seismice

La aceste tipuri de construcţii se va evita realizarea de subsoluri parţiale. Când acestea nu pot fi evitate, se va ţine seama la calculul infrastructurii şi suprastructurii de efectele de torsiune generate de excentricitatea infrastructurii faţă de ansamblul structural.

Lungimea la care se dispun rosturile de contracţie este indicată la Capitolul 2. Înafară de acestea, se mai dispun rosturi de tasare care trebuie să separe întregul sistem structural al construcţiei, inclusiv fundaţiile. În aceste situaţii în zona rosturilor avem stâlpi dubli, fiecare dispuşi pe fundaţii izolate excentrice (cu mare excentricitate).

Construcţiile cu cadre de beton armat trebuie să fie fragmentate prin rosturi de dilatare / contracţie şi rosturi seismice care nu traversează fundaţiile. Lăţimea rosturilor seismice se va determina conform normativului P 100 – 1 – 2006.

Prevederea unui radier general fără rost pe grosimea lui poate fi făcută numai prin executarea unui radier general pe piloţi, la care rolul piloţilor să fie de uniformizare/reducere a tasărilor.

3.16.1. Calculul infrastructurii structurilor în cadre

3.16.1.1. Generalităţi. Calculul şi conformarea infrastructurii

Fundaţiile şi infrastructura se verifică la acţiunile corespunzătoare grupării fundamentale şi speciale de încărcări. Elementele specifice acestor verificări sunt prevăzute în normativele NP 112 - 2004 şi NP 007 – 1997.

Un model de calcul riguros implică considerarea interacţiunii structură – infrastructură – fundaţie – teren de fundare, cu proprietăţile definite prin legi constituente fidele comportării reale a elementelor care alcătuiesc acest ansamblu.

Pentru construcţii cu înălţime redusă şi medie (P+1E – P+4E, P+5E – P+12E) se admite să se determine eforturile secţionale în elementele infrastructurii prin studiul echilibrului infrastructurii izolate, solicitate de forţele de legătură transmise de suprastructură şi de presiunile de contact pe talpa fundaţiilor.

Forţele transmise de suprastructură cuprind şi eforturile transmise prin planşeul peste subsol sau planşeele intermediare. Planşeul peste subsol transmite la pereţii infrastructurii forţele de lunecare ca efect al reacţiunilor orizontale ale stâlpilor şi al forţei seismice corespunzătoare masei concentrate la acest nivel.

Calculul eforturilor în elementele suprastructurii se recomandă să se efectueze cu programe de calcul (eventual cu MEF). Pentru cazurile curente se poate modela infrastructura în calcul ca un sistem de grinzi pe mediu elastic. Dacă infrastructura este în contact direct cu un singur planşeu se admite neglijarea rigidităţii la torsiune proprie a elementelor infrastructurii.

Dimensionarea elementelor va urmări de regulă evitarea apariţiei deformaţiilor plastice la nivelul infrastructurii şi fundaţiilor, în acest scop momentele încovoietoare considerate în forţele de legătură cu suprastructura (GS) vor fi determinate cu considerarea suprarezistenţei armăturilor. Secţiunea de calcul a pereţilor infrastructurii se va considera împreună cu fundaţiile şi planşeul adiacent. Secţiunile orizontale din rosturile de turnare se vor verifica la forţa de lunecare determinată conform SR EN 1992.

În funcţie de alura diagramei de momente încovoietoare, pereţii de beton armat ai infrastructurii se pot considera în calul:

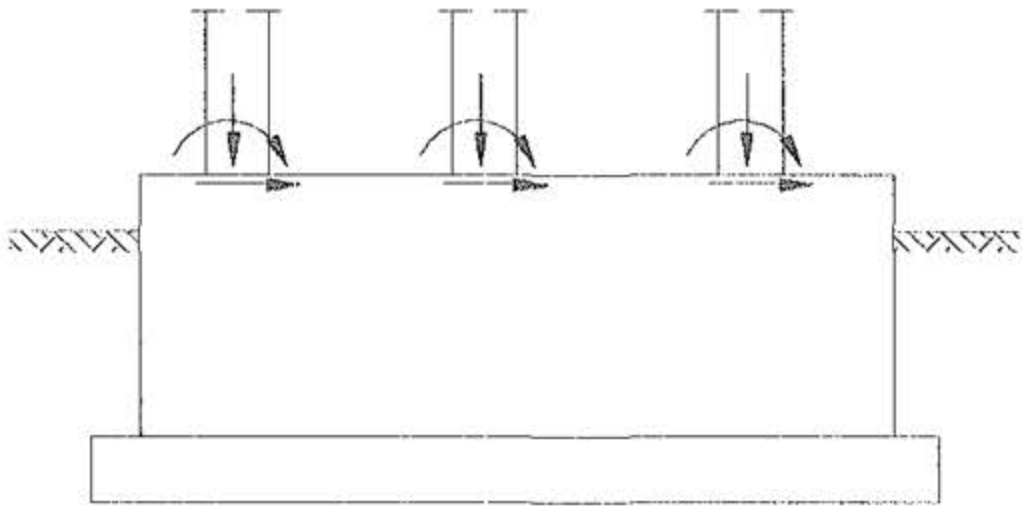


Fig. 3.107. Încastrarea stâlpilor în infrastructură

În acest caz calculul infrastructurii se va face considerând încărcările din stâlpii ce acţionează la partea superioară a peretelui infrastructurii. Peretele se va calcula ca o grindă perete, iar fundaţia ca o fundaţie continuă, elastică sau rigidă. Peretele se va arma ca o grindă perete, cu armătură orizontală şi verticală, Fig. 3.108.

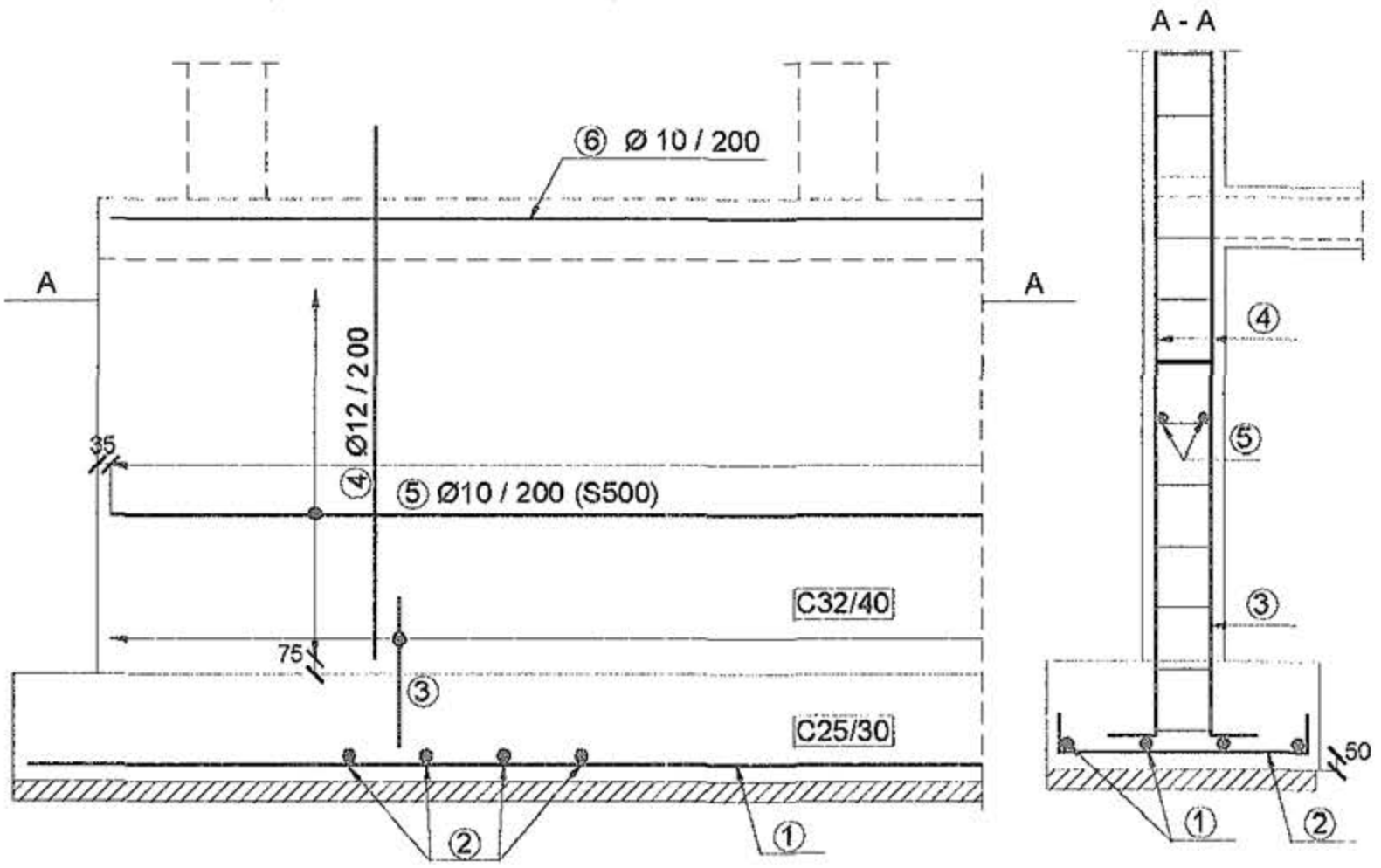


Fig. 3.108. Secţiune şi armarea peretelui de subsol

Forţele orizontale pot fi transmise terenului de fundare prin intermediul frecării ce se dezvoltă la talpa fundaţiilor, Fig. 3.109.

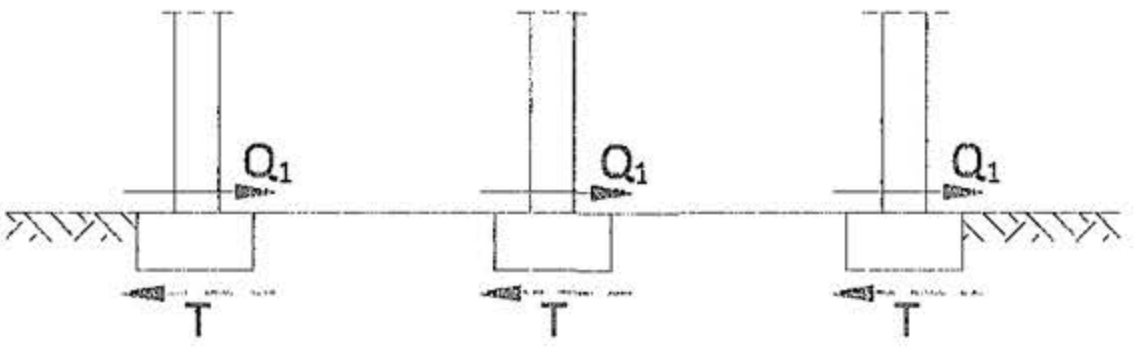


Fig. 3.109. *Transmiterea forţelor orizontale pe talpa fundaţiilor*

Valoarea forţelor de frecare pe talpa fundaţiilor poate fi determinată adoptând valorile recomandate ale coeficientului de frecare date în Tabelul 3.10. (Paulay etc., 1997).

Tabelul 3.10. Valorile coeficientului de frecare

Tipul de teren	Coeficientul de frecare
Stâncă intactă, nederanjată	≥0,70
Pietriş curat, amestecuri pietriş – nisip, nisip aspru	0,55 – 0,60
Nisip curat, fin până la mediu, nisip mâlos mediu până la mare, pietriş argilos sau mâlos	0,45 – 0,55
Nisip curat, fin, nisip mâlos sau argilos fin până la mediu	0,35 – 0,45
Aluviuni (mâl) nisipoase, mâl neplastic	0,30 – 0,35
Argile tari sau preîncărcate	0,40 – 0,50
Argile plastice, argile mâloase	0,30 – 0,35

Valorile sunt considerate corespunzător unor deplasări mari pe teren, incluzând efectul forţelor de adeziune dintre beton şi pământ.

În cazul acţiunii unor momente încovoietoare importante la baza stâlpilor cadrului, asociate formării de articulaţii plastice la baza stâlpilor, o soluţie o constituie legarea fundaţiilor izolate cu rigle de cuplare, dispuse pe una sau două direcţii, Fig. 3.110. Dacă, capacitatea portantă a terenului de fundare este redusă (≤150kPa), ariile tălpilor fundaţiilor se impun mărite, ajungându-se la tălpi continue de fundare (grinzi continue). În acest caz avem un sistem de fundare continuu de beton armat sub stâlpi, pe una sau două direcţii (grinzi continue pe două direcţii ortogonale sau diagonale).

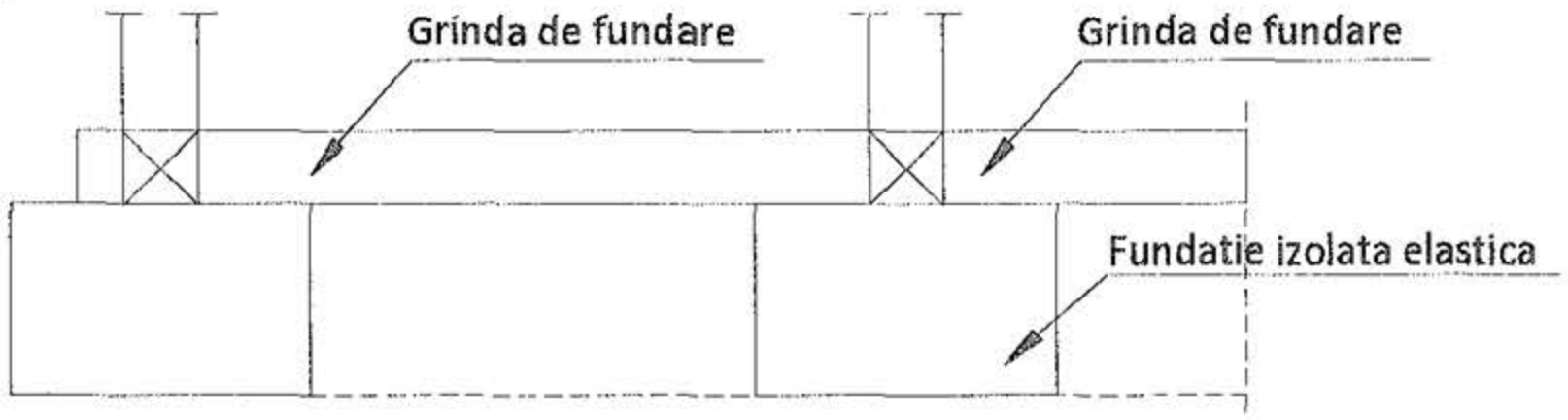


Fig. 3.110. Legarea fundaţiilor cu grinzi de fundare

Soluţia este recomandată şi în cazul rezemării fundaţiilor pe terenuri cu module de deformaţie diferite, care permit tasări neuniforme.

În cazul folosirii unor fundaţii rigide sub stâlpi, grinzile de fundare se dezvoltă pe înălţimea cuzinetului, asigurând continuitatea armăturii în lungul grinzii de fundare, Fig. 3.111.

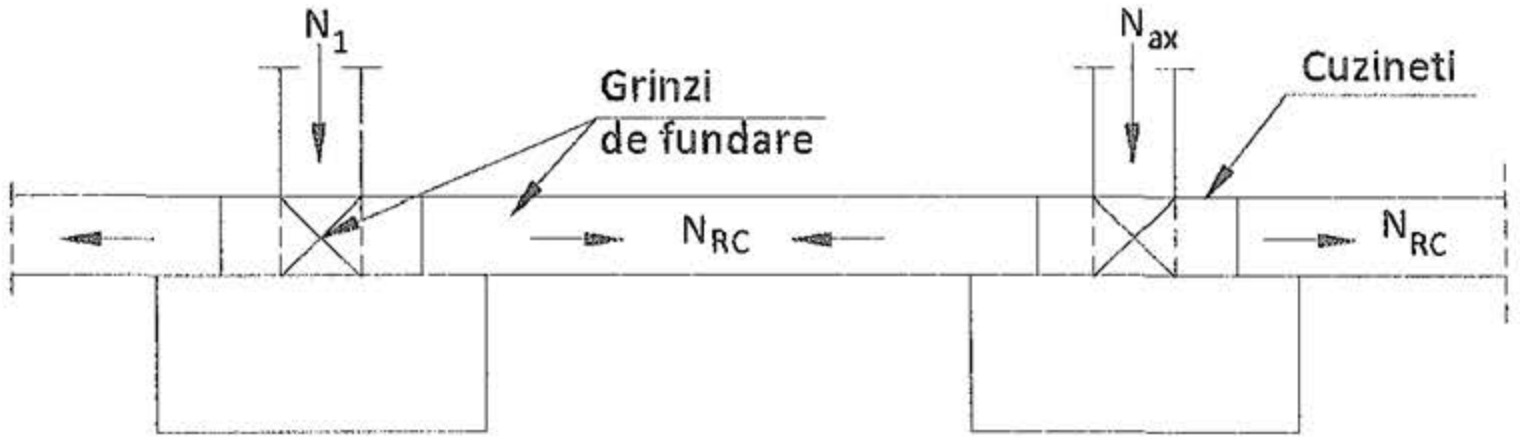


Fig. 3.111. Continuitatea armării grinzilor de fundare

Dacă terenul de fundare se găseşte la adâncimi mai mari, se pot continua stâlpii sub rigla de cuplare, Fig. 3.112.

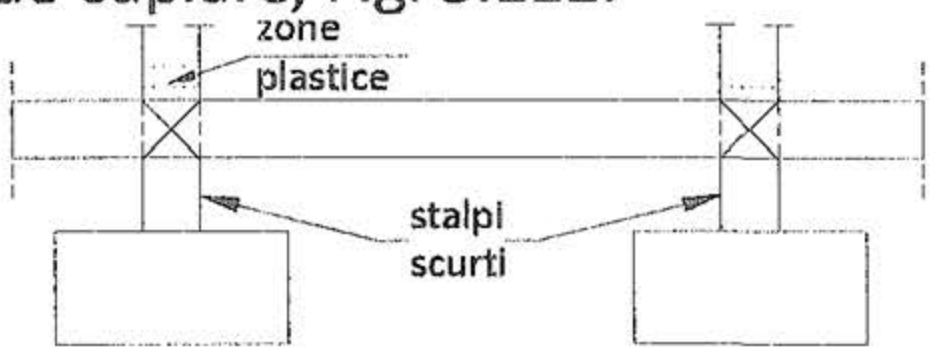


Fig. 3.112. Legarea fundaţiilor adânci cu grinzi de cuplare

Modelul de calcul a acestor grinzi este prezentat în Fig. 3.113 (Paulay, 1997).

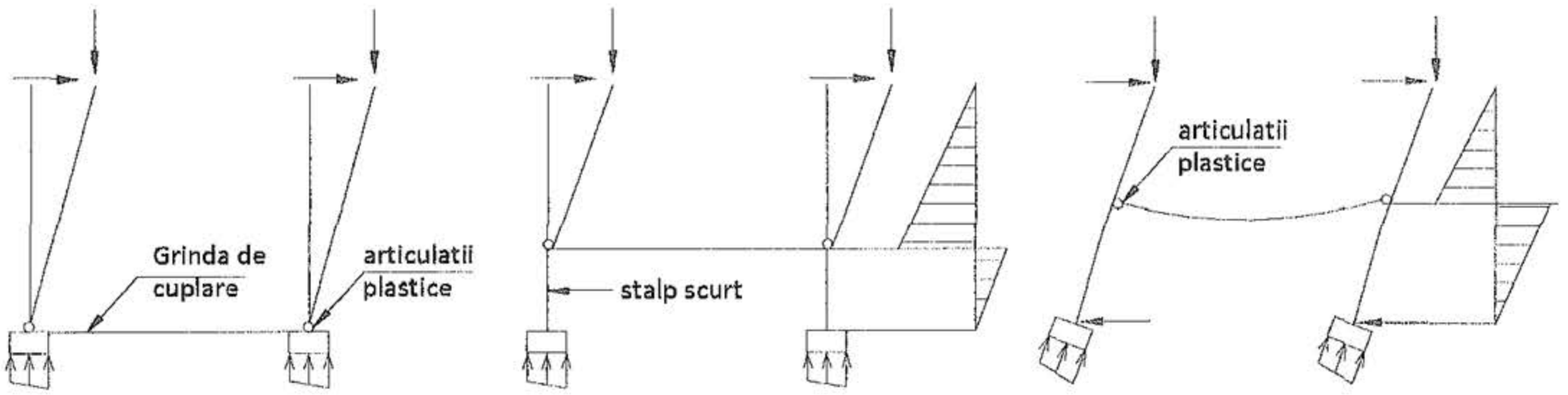


Fig. 3.113. Modelul de calcul a sistemelor cu grinzi de fundare, după Paulay

Dispunerea unor rigle de cuplare cu rol de legare a întregului sistem de fundare modifică sistemul de transmitere a solicitărilor de la stâlp la terenul de fundare. Ipoteza transmiterii solicitărilor verticale direct la terenul de fundare prin intermediul tălpii fundaţiei nu este corectă, riglele de cuplare creând o redistribuire a eforturilor (corespunzătoare forţele orizontale) între fundaţii. Conform lucrării lui Paulay (1997), forţa axială este de 10% din forţa axială maximă din stâlpii legaţi prin rigla de cuplare ($N_{Rc} \approx 10\% N_{max}$).

În cazul structurilor în cadre cu extindere pe una din laturi, în contact cu terenuri în pantă, la care sunt posibile împingeri din alunecări de

teren (de tip curgere lentă) se recomandă ca extinderea să fie dimensionată ca structură independentă, care nu se descarcă pe structura în cadre, Fig. 3.114.

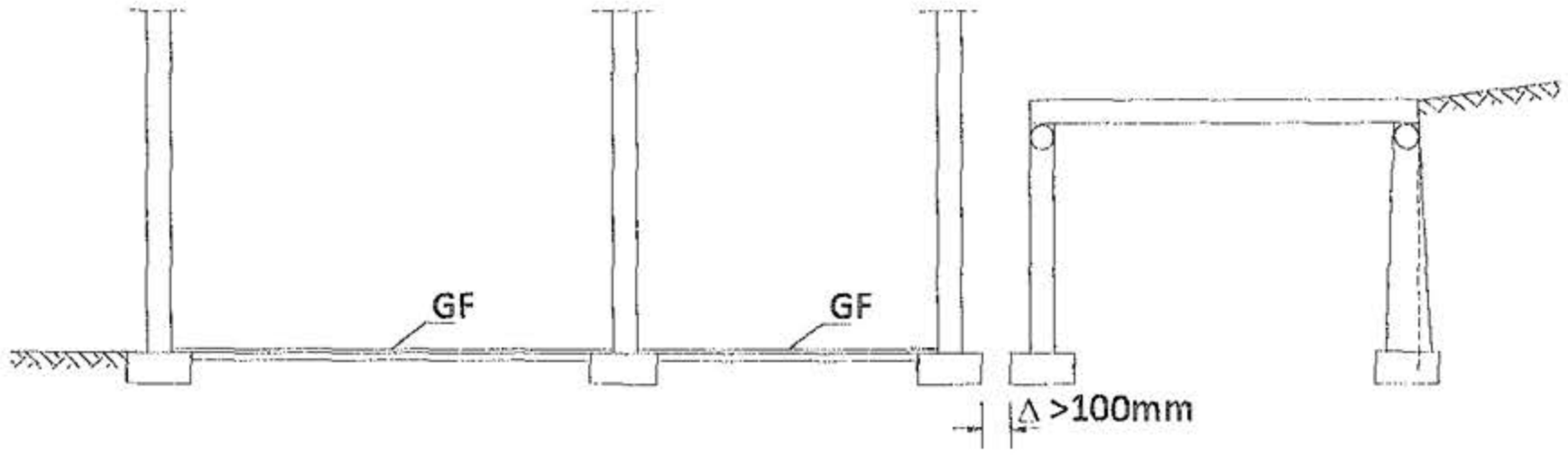


Fig. 3.114. Fundaţii pentru structuri anexe subterane

4. FUNDATII CONTINUE DE BETON ARMAT SUB STALPI

Fundaţiile continue sub stâlpi se folosesc sub forma unor grinzi de beton, pe care se fixează stâlpii de beton armat monoliţi sau prefabricaţi. Ele pot fi realizate pe una sau două direcţii ortogonale.

Fixarea stâlpilor prefabricaţi se face fie prin prevederea unui pahar în corpul grinzii continue, fie prin fixarea prin şuruburi de ancoraj.

4.1. Soluții de fundaţii continue sub stâlpi. Domenii de utilizare

Soluţia de fundaţii continue sub stâlpi se impune în următoarele condiţii:

a. În cazul unor terenuri medii/dificile de fundare, la care suprafaţa tălpii fundaţiilor stâlpilor vecini se suprapune, Fig. 4.1.

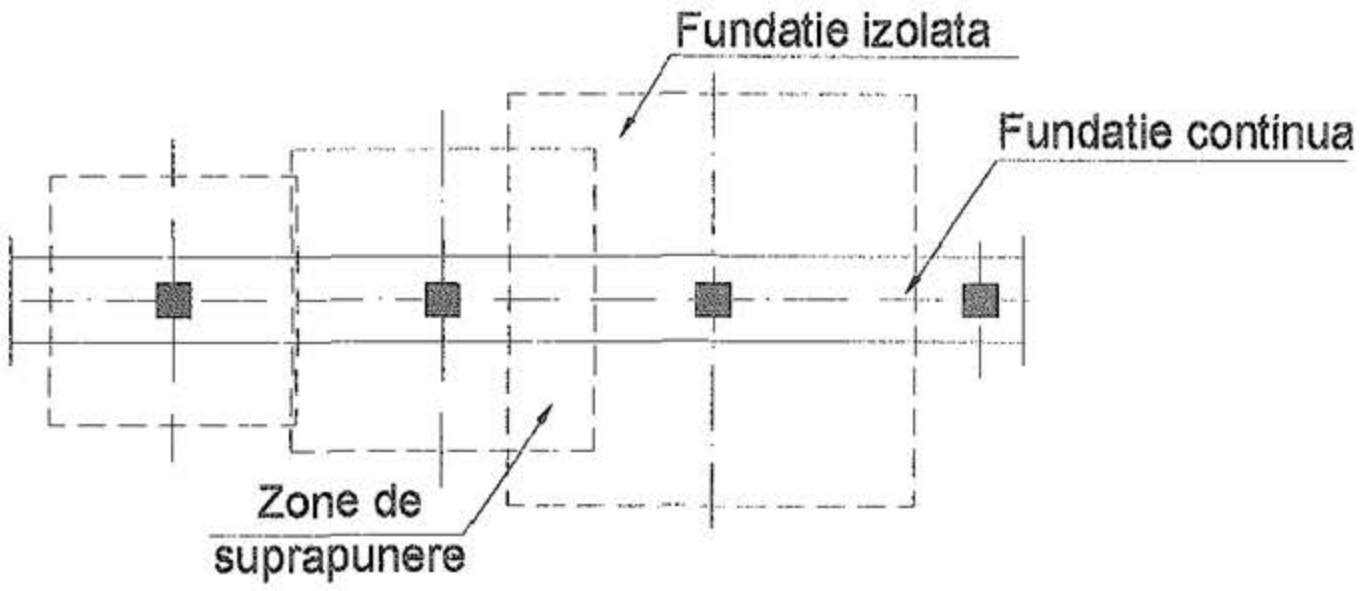


Fig. 4.1. Fundaţie cu zone de suprapunere

b. În cazul stâlpilor situaţi lângă construcţii existente, Fig. 4.2.

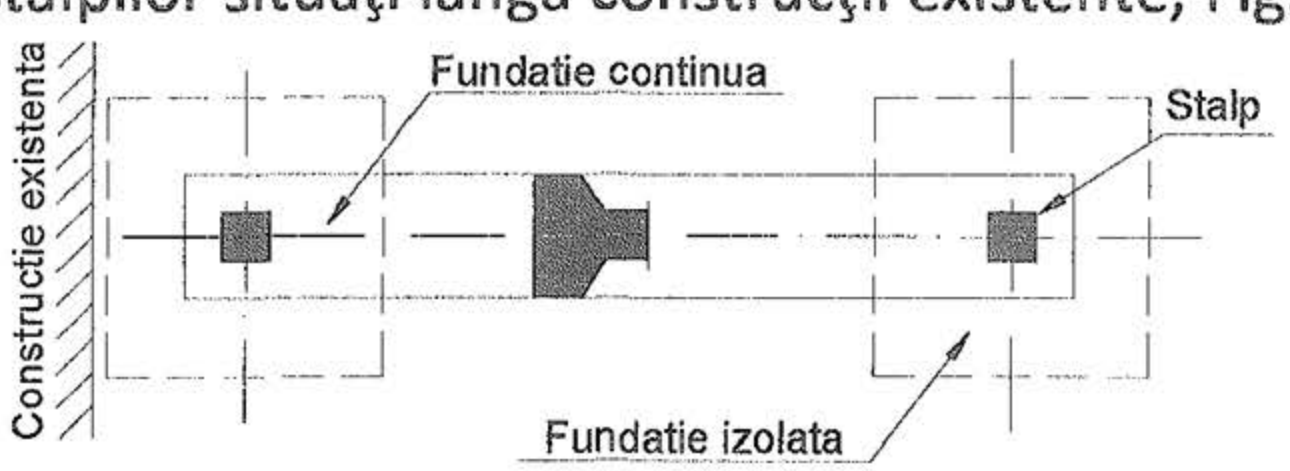


Fig. 4.2. Fundaţie continuă sub stâlpi învecinaţi

Situaţia apare şi în cazul în care este necesară retragerea fundaţiilor faţă de construcţia vecină, Fig. 4.3.

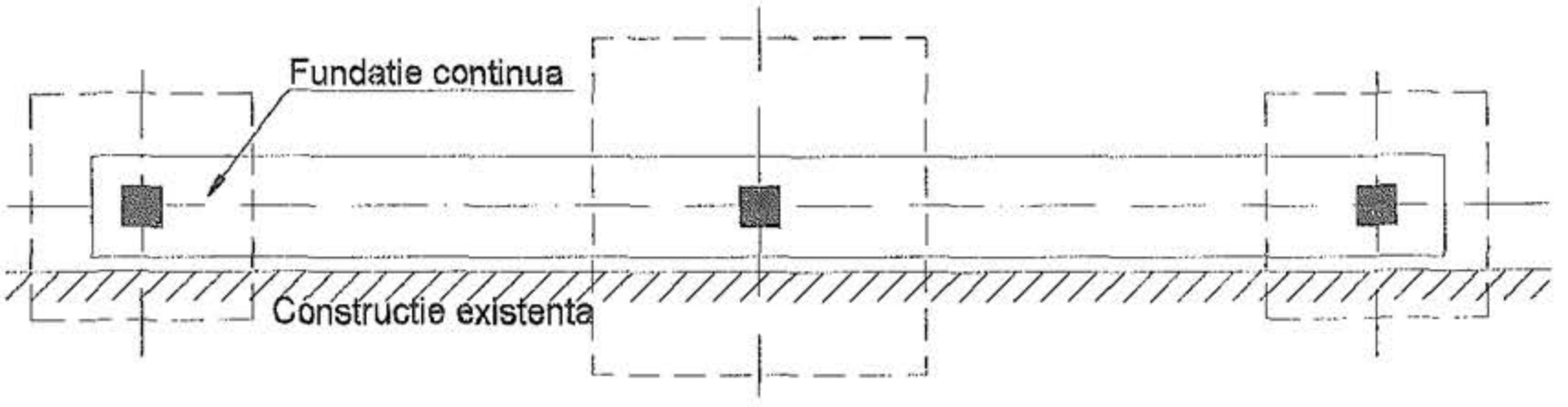


Fig. 4.3. Fundație continuă sub stâlpi învecinați cu o construcție alăturată

c. În cazul în care fundaţiile izolate cu mare excentricitate nu asigură transmiterea încărcărilor la talpa fundaţiei (Capitolul 2), necesitând prevederea unor grinzi de contrabalansare, Fig. 4.4.

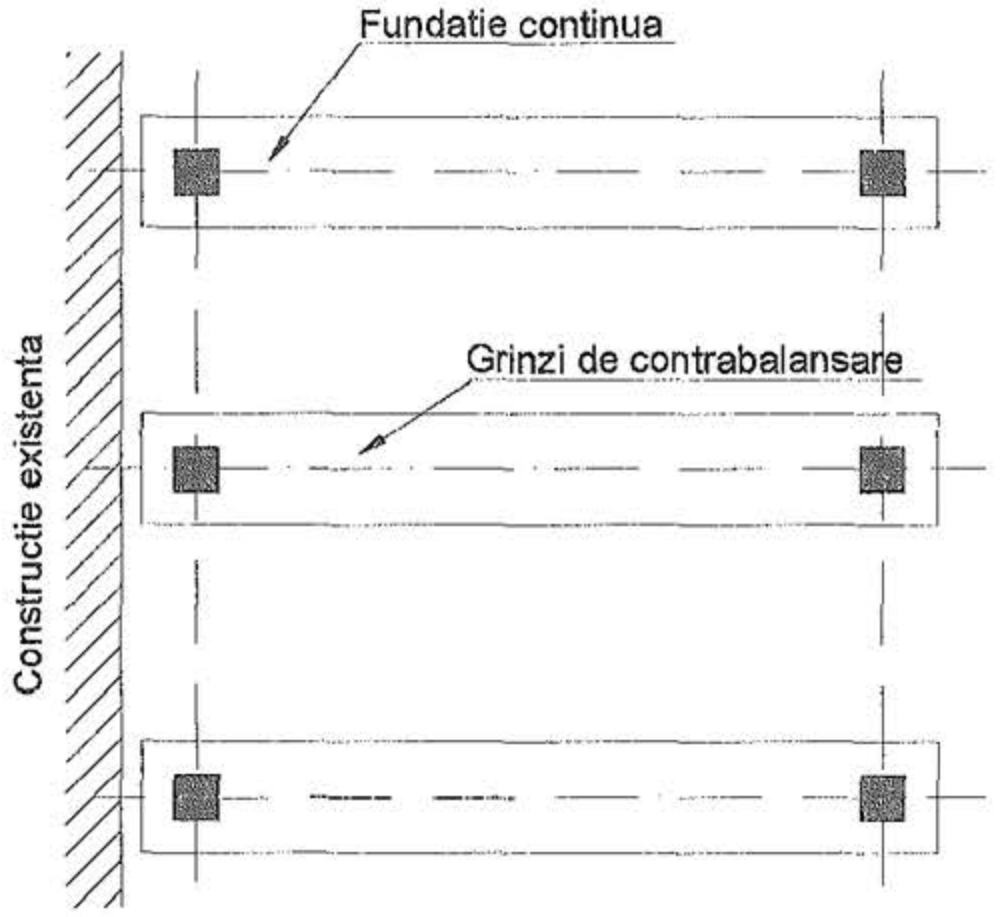


Fig. 4.4. Fundație continuă pentru stâlpi încărcați excentric

Pe zone ale construcţiei situate în colţ, având două laturi cu limitare de extindere, Fig. 4.5., grinzile de contrabalansare se dispun după două direcţii, inclusiv prevederea unei diagonale.

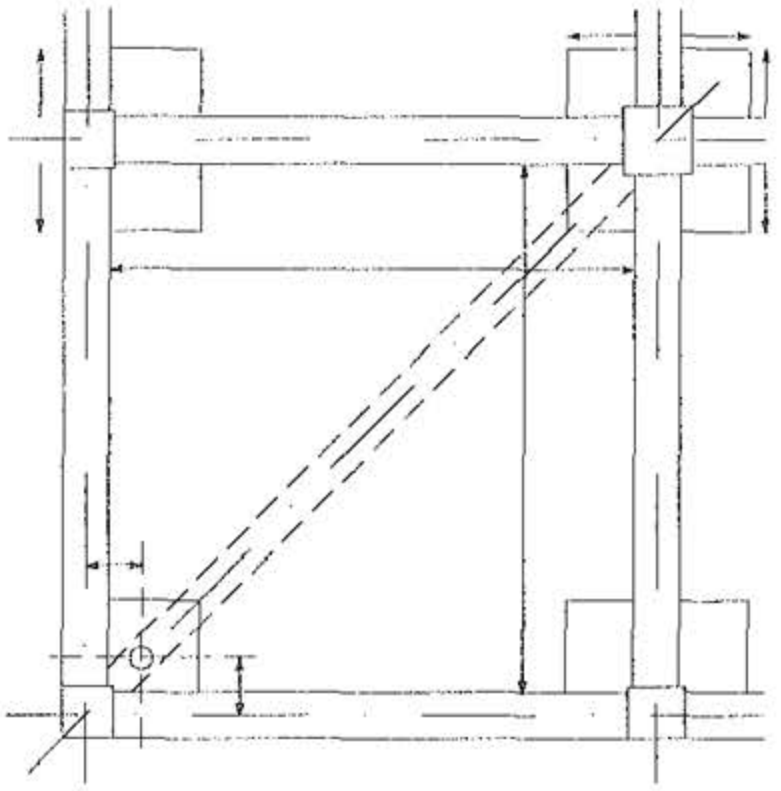


Fig. 4.5. Prevederea grinzilor de contrabalansare

d. Atunci când stâlpii sunt dispuși la distanțe mici, indiferent de valoarea încărcării sau capacitatea portantă a terenului de fundare, se utilizează grinda continuă sub doi stâlpi, Fig. 4.6.

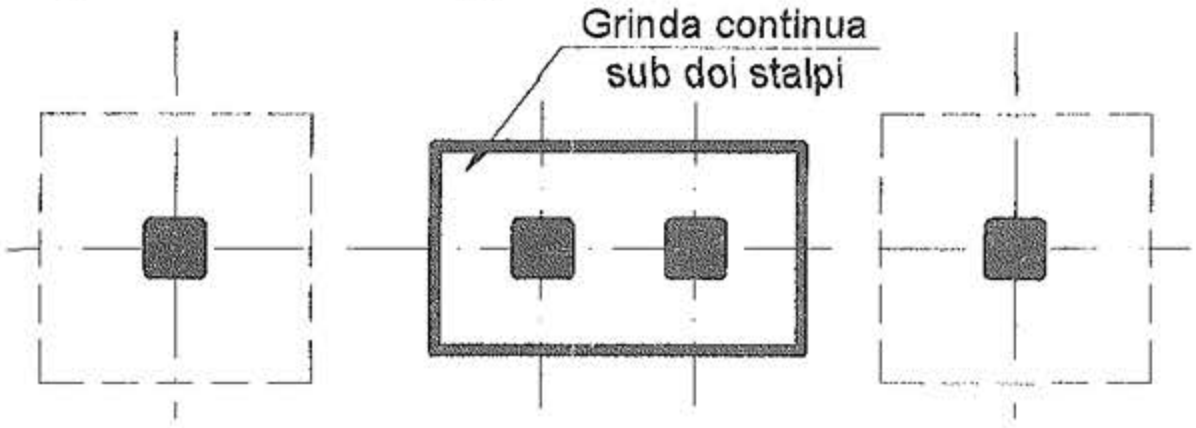


Fig. 4.6. Grinda continuă sub stâlpi

e. Pentru creşterea rigidităţii structurii în cazul apariţiei unor tasări diferenţiale.
f. Grinzile continue pot fi folosite şi în situaţia în care stâlpii exteriori ai cadrelor conlucrează la subsol cu pereţii subsolului. În lungul peretelui, fundaţiile vor fi conformate ca nişte grinzi continue de beton armat. Stâlpii vor fi încastraţi la nivelul peretelui, deoarece stâlpii încastraţi în fundaţie dau un consum mult prea mare de armătură. În calculul structurii, infrastructura va fi considerată ca o grindă perete, Fig. 4.7.

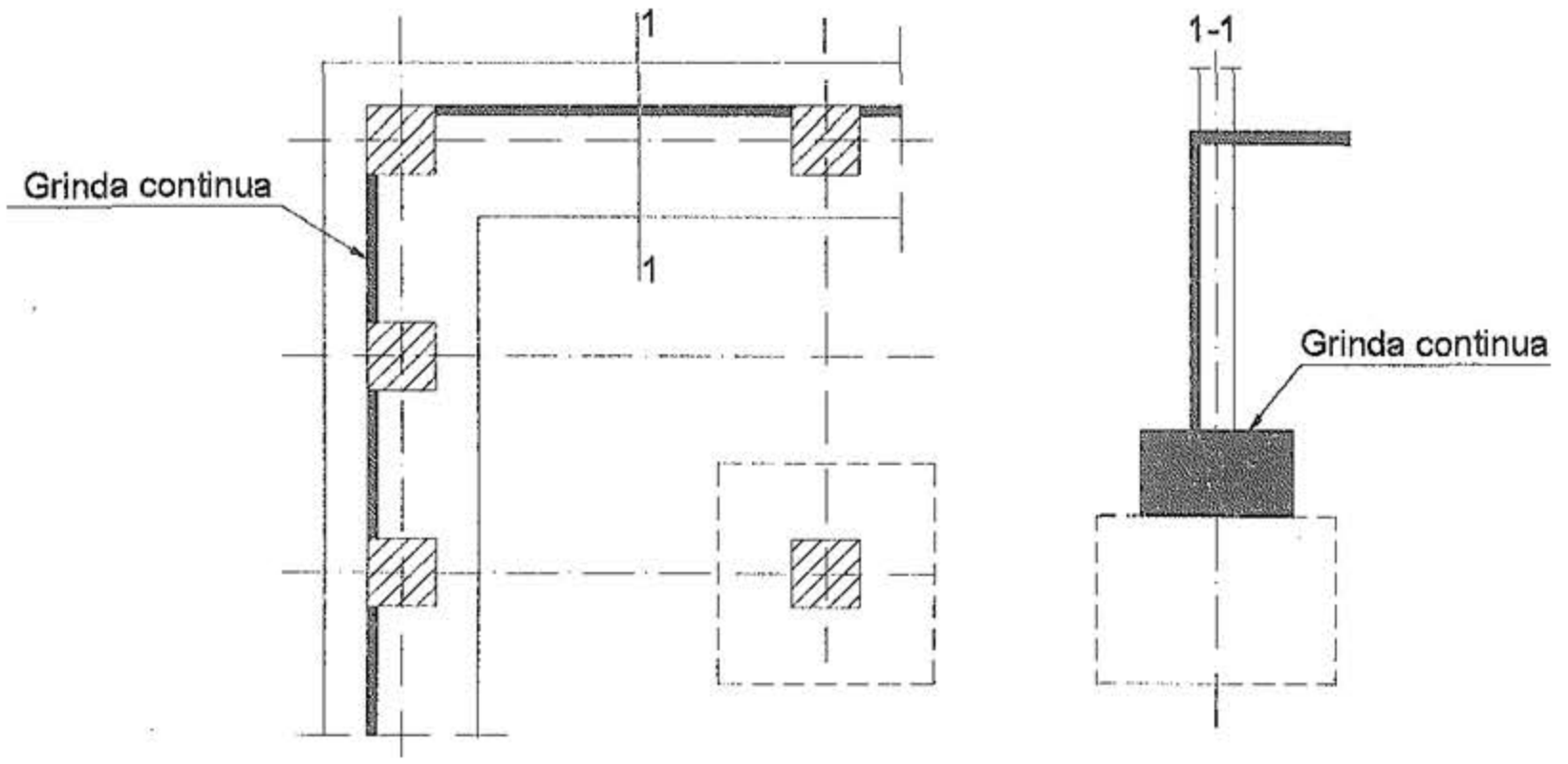


Fig. 4.7. Fundaţii continue sub pereţi de subsol

4.2. Alcătuirea fundaţiilor

4.2.1. Secțiunea de beton

Fundaţiile continue de beton armat se realizează ca grinzi cu secţiune constantă sau ca grinzi cu secţiune în formă de T.

Fundaţiile continue se pot dispune pe una sau pe două direcţii (fundaţii pe grinzi încrucişate). Fundaţiile pe două direcţii pot fi dispuse paralel cu axele construcţiei sau înclinate, Fig. 4.8.

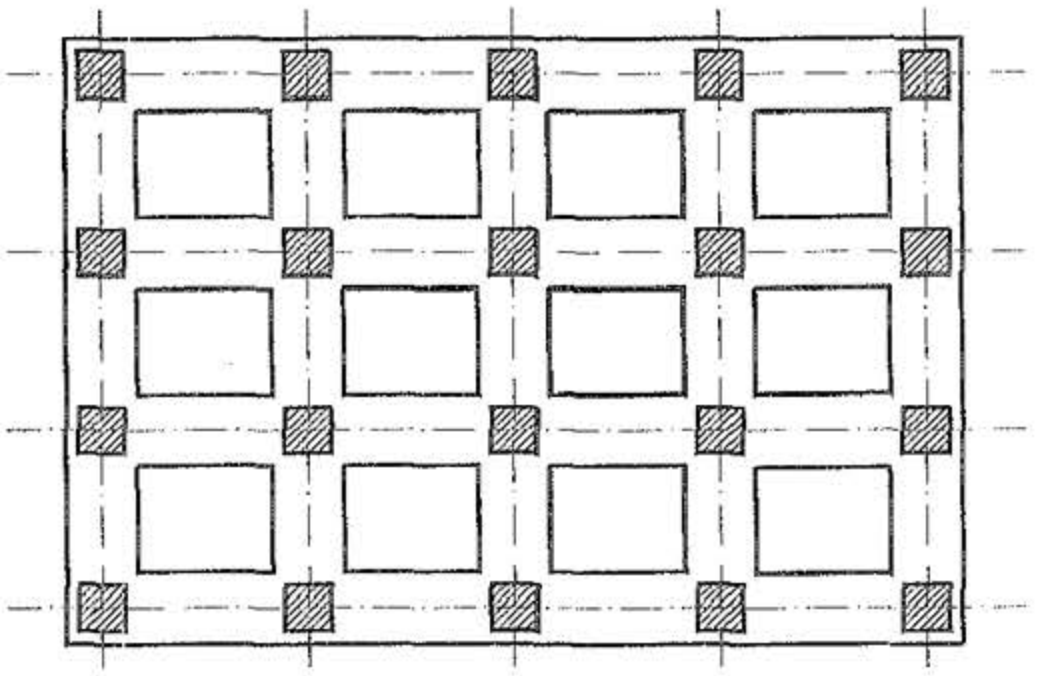


Fig. 4.8. Fundaţii continue pe două direcţii

Fundaţiile continue sub stâlpi pot fi drepte, poligonale sau circulare, urmărind aşezarea în plan a stâlpilor, Fig. 4.9.

Pentru reducerea momentului încovoietor în câmp, deschiderile marginale ale fundaţiilor se prelungesc în consolă pe lungimi cuprinse între $l_c=(0,2\text{-}0,25)L_0$.

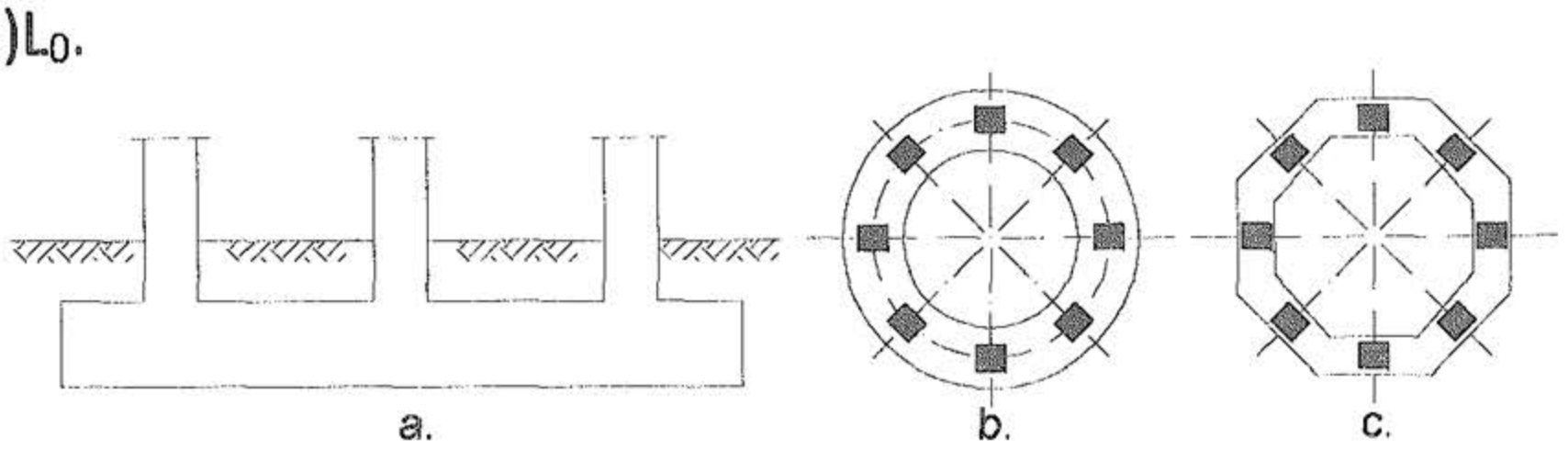


Fig. 4.9. Fundaţii continue

La conformarea secţiunii de beton a fundaţiilor continue se recomandă următoarele condiţii constructive:

– Înălţimea grinzii se recomandă egală cu $H_c=(1/3 \ldots 1/6)L_0$, pentru a asigura o rigiditate suficientă tălpii şi prin aceasta o repartizare uniformă a presiunilor pe teren. L_0 – se alege ca distanţa maximă între doi stâlpi succesivi, Fig. 4.10.

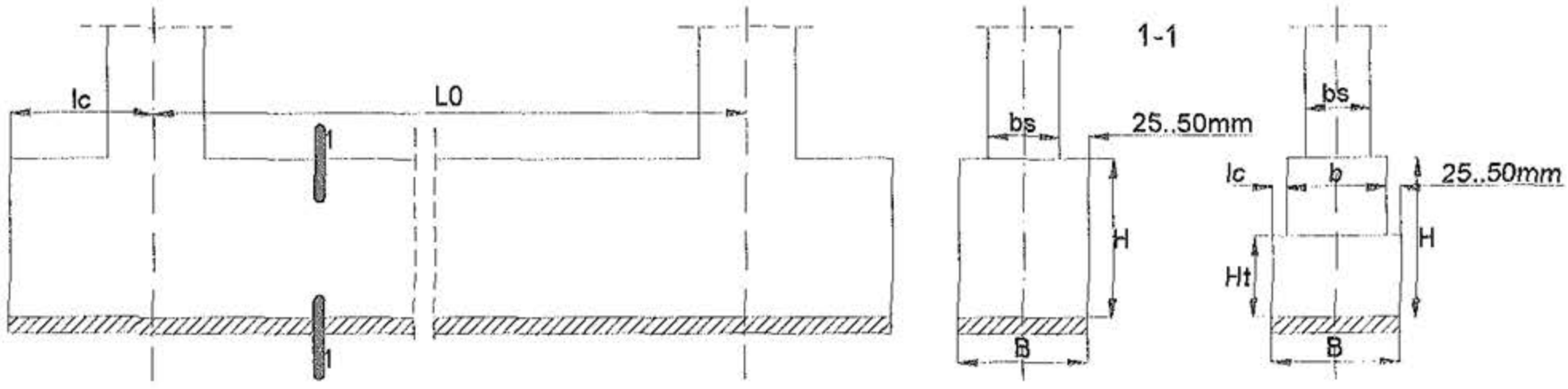


Fig. 4.10. Fundaţii continue cu secţiune constantă

- Atunci când este necesar se pot prevedea vute, lungimea vutei $L_v=(1/4 \ldots 1/6)L_0$, iar înălțimea vutei rezultă din condițiile, Fig. 4.11.:
  - $tg\alpha=H_v/L_v\geq 1/3$ (4.1)
  - $(H_c+H_v)/H_c=1,2\ldots 1,5$ (4.2)

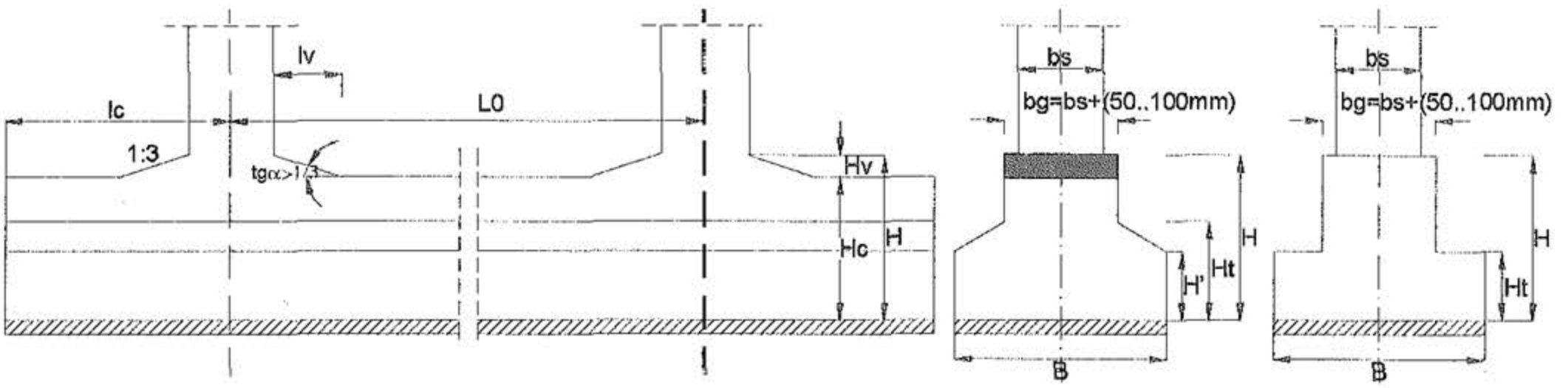


Fig. 4.11. Fundații continue cu secțiune variabilă

- La conformarea secțiunii transversale a grinzii se impune îndeplinea următoarelor condiții minimale:
  - $H_t\geq 300mm$,
  - $H'\geq 200mm$, (4.3)
  - $b_g=b_s+(50\ldots 100)mm$.
- Talpa grinzii se adoptă dreaptă la partea superioară, când $H\leq 300mm$ sau se execută înclinată (<1/3) pentru înălțimi mai mari. La margine va avea o înălțime de minim 200mm. Dacă înălțimea grinzii rezultă egală cu înălțimea tălpii, grinda are secțiunea transversală trapezoidală, Fig. 4.11. În cazul în care stâlpii sunt prefabricați, grinzile de fundare se realizează cu pahare centrate în axa stâlpilor sau în formă de π.
- Lungimea fundației continue nu se oprește la marginea stâlpilor, ci se continuă în consolă pe o lungime optimă, care să asigure descărcarea diagramei de moment dintre stâlpi, lungimea consolei $l_c=(0,2-0,3)L_0$.

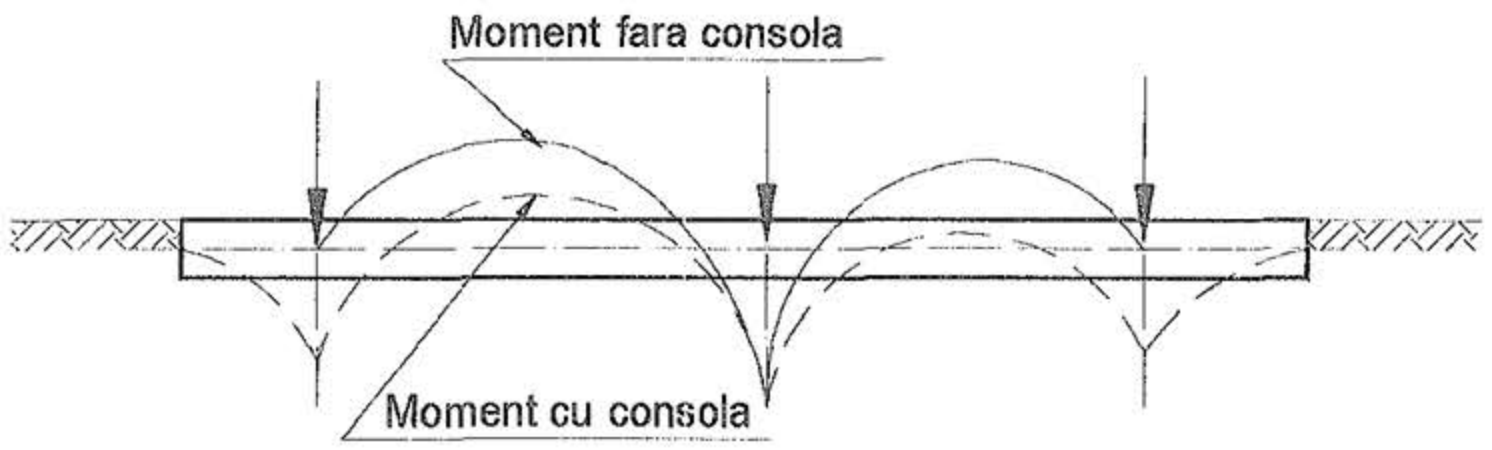


Fig. 4.12. Efectul consolei asupra descărcării momentului încovoietor pe grindă

– În cazul unui teren de fundare deformabil, reducerea momentului încovoietor pe care îl preia deschiderea este semnificativă, Fig. 4.12.

La terenuri de fundare tari această reducere a momentului încovoietor este mai redusă, Fig. 4.13.

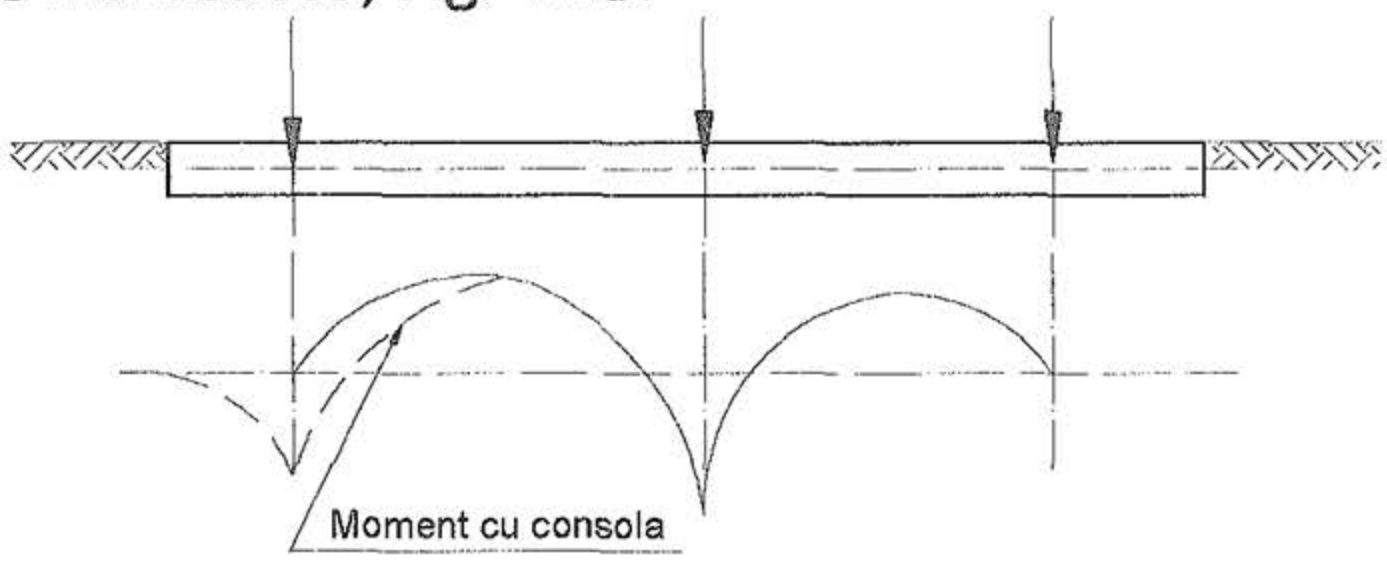


Fig. 4.13. Reducerea momentului încovoietor datorită influenței consolei

Înălțimea tălpii grinzii (H) se determină conform condițiilor de la fundațiile elastice, Fig. 4.14.

Pentru îndeplinirea condițiilor de rigiditate și pentru eliminarea verificării fundației la forță tăietoare (lipsa armăturii înclinate) se impune verificarea valorilor minime ale raportului $\left(\frac{H}{B}\right)$ din Tabelul 3.2., coloanele 2, 3 și 4. Dacă se respectă condițiile privind secțiunea de beton din Tabelul 3.2., coloanele 2 și 3, nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare. De asemenea, se impune ca valoarea minimă a lui H≥300mm, iar H'≥200mm.

Înălţimea H' sau H_t trebuie să asigure lungimea de ancoraj a armăturii transversale de pe talpa fundaţiei ($l_{bd} \geq 15\phi_L, \phi_L$ - diametrul barelor longitudinale).

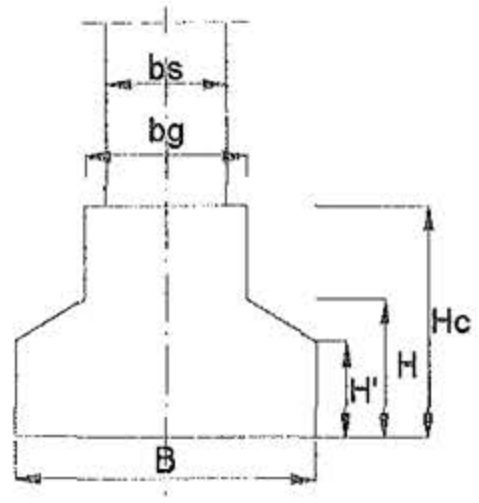


Fig. 4.14. Secțiune transversală prin grinda de fundare

Pentru stâlpii care transmit încărcări mari grinzii de fundare se impune verificarea la străpungere a grinzii.

Lățimea grinzii, B, se determină pe baza condițiilor de presiune: metoda directă (p_{cr}) sau metoda prescriptivă (p_{conv} sau p_{pl}), date în Capitolul

2. Se recomandă majorarea lățimilor obținute prin calcul cu cca. 20%; această majorare este necesară pentru că, datorită interacțiunii dintre grinda static nedeterminată și terenul de fundare, diagrama presiunilor de contact are o distribuție neliniară, cu concentrare de presiuni spre zonele de rigiditate mai mare, de obicei sub stâlpi.

Etapele pe care le parcurgem la verificarea lățimii B a grinzii sunt:

- Alegerea unei valori a lățimii B a grinzii, care îndeplinește condiția $B \geq b_g$,
- Calculul grinzii continue, prin una dintre metodele simplificate, pe baza cărora se verifică valoarea lățimii B,
- Cunoscând valoarea lui B se face un calcul cu una dintre metodele exacte a grinzii continue, cu care se verifică corectitudinea alegerii lățimii B a fundației.

4.2.2. Armarea fundaţiei

Calculul armăturii de rezistență rezultă în urma verificărilor care se fac în secțiunile caracteristice la moment încovoietor, forță tăietoare sau moment de torsiune (dacă este cazul, la grinzile încrucișate).

Armarea fundaţiilor se face cu următoarele tipuri de armături, Fig. 4.15.:

a. Armături longitudinale de rezistenţă, dispuse la partea inferioară și superioară a grinzii, pe toată lățimea grinzii. Ele se determină din valorile eforturilor secţionale M, T. Armăturile longitudinale de rezistenţă dispuse la partea superioară a grinzii (în câmp) se determină din eforturile secţionale M, T din zona centrală a deschiderii, iar la partea inferioară, din eforturile secționale pe reazem. Coeficientul minim de armare în toate secţiunile (sus şi jos) este de $\rho_{\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi nesolicitate la seism şi $\rho_{\min} = 0.50 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ pentru grinzi calculate la acţiunea seismică, dar nu mai puţin de 0,002 în ambele cazuri. Diametrul minim al armăturilor longitudinale este de 14mm. Armătura longitudinală dispusă în console (constructivă) va avea un coeficient minim de armare de 0,1%, cu $\phi = 10mm$ la 300mm.

b. Etrierii, rezultă din verificarea la forţă tăietoare şi moment de torsiune. Coeficientul minim de armare transversală este de 0,1%. Diametrul minim al armăturii este de 8mm. Dacă lăţimea grinzii este mai mare de 400mm se dispun etrieri dubli.
c. Pe feţele laterale ale grinzii se dispun armături constructive, cu diametrul minim 10mm, dispuse la distanța maximă de 300mm.

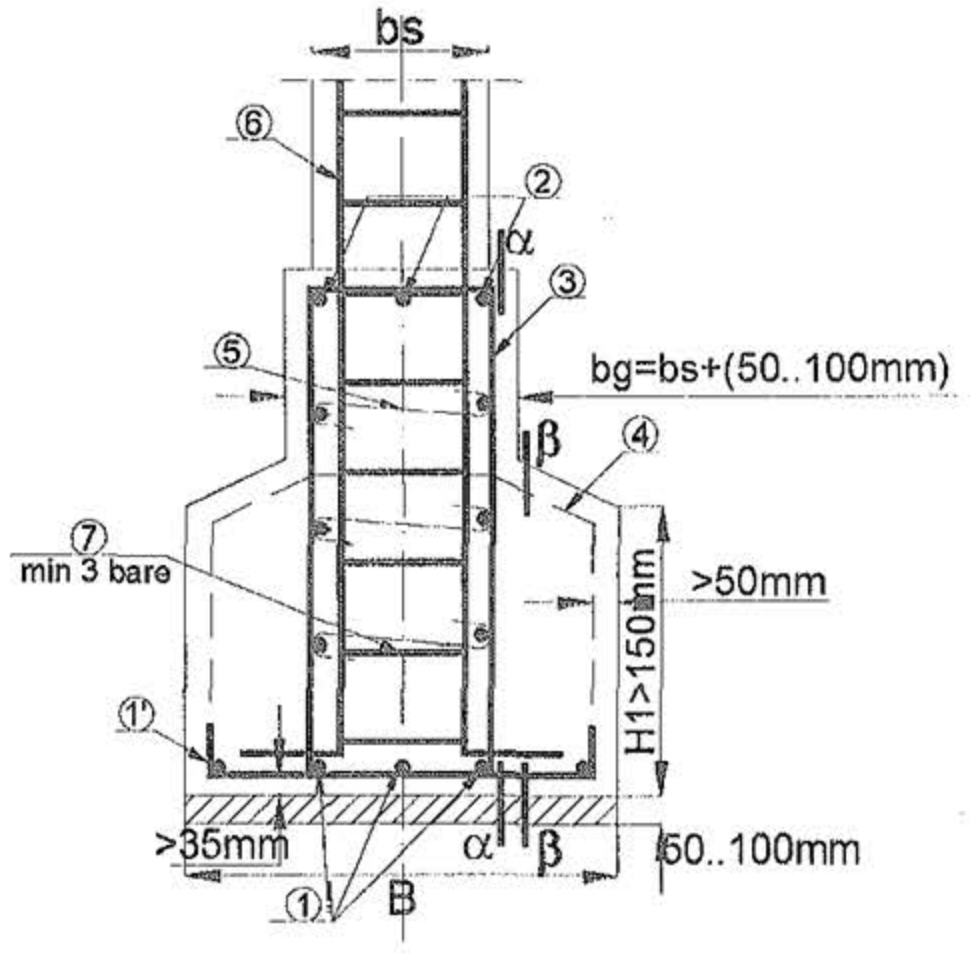


Fig. 4.15. Armarea fundației

d. Armătura transversală de la talpa grinzii rezultată din verificarea consolelor α sau β la moment încovoietor, Fig. 4.16.

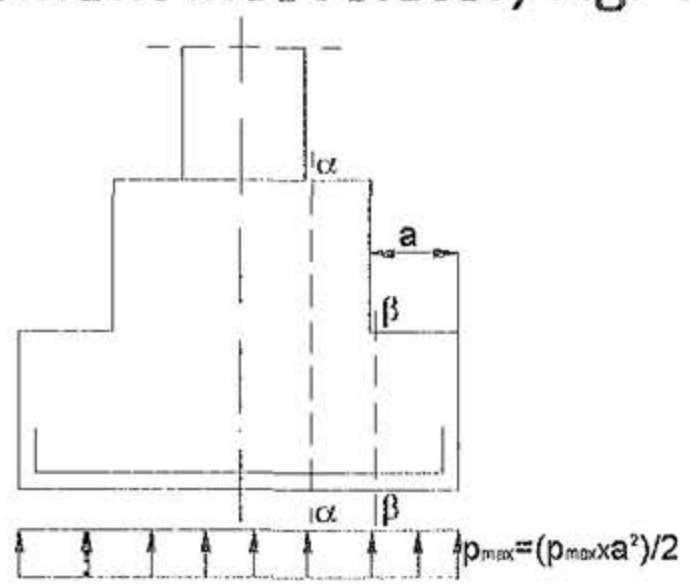


Fig. 4.16. Calculul armăturii transversale

Dacă se respectă condițiile privind secțiunea de beton date în Tabelul 3.2., nu este necesară verificarea consolelor la forță tăietoare. Armătura minimă corespunde unui coeficient de 0,1%, dar nu mai puțin decât bare de diametru 12mm, la distanța de maxim 250mm.

e. Mustăţile pentru stâlpi rezultă din dimensionarea cadrelor de beton armat şi se prevăd cu acelaşi număr de bare, diametru şi poziţie ca și armătura longitudinală din stâlp, la baza stâlpului. În lungul

mustăţilor se prevăd minim 3 etrieri care asigură poziţionarea acestora în timpul turnării betonului. Nu se admite înnădirea armăturilor în secţiunile potenţial plastice.

f. Longitudinal, la partea superioară a consolelor, se dispune armătură constructivă cu coeficient minim de armare 0,1% şi 1/5 din armătura transversală din consolă.

4.2.3. Calculul grinzilor continue

Pentru determinarea eforturilor secţionale în lungul grinzii de fundare (N, T, M) se folosesc metode de calcul simplificate sau exacte. Dacă suprastructura este rigidă (cadre cu zidărie de umplutură etc.) se pot folosi metode simplificate de calcul; în cazul structurilor flexibile (cadre) se recomandă aplicarea metodelor exacte.

4.2.3.1. Calculul grinzii continue de beton prin metode simplificate

Din punct de vedere static, grinda continuă sub stâlpi poate fi considerată o grindă continuă, încărcată de sus în jos cu sarcinile transmise de stâlpi, iar de jos în sus cu presiunile de contact date de teren, considerate cu o distribuție liniară, Fig. 4.17.

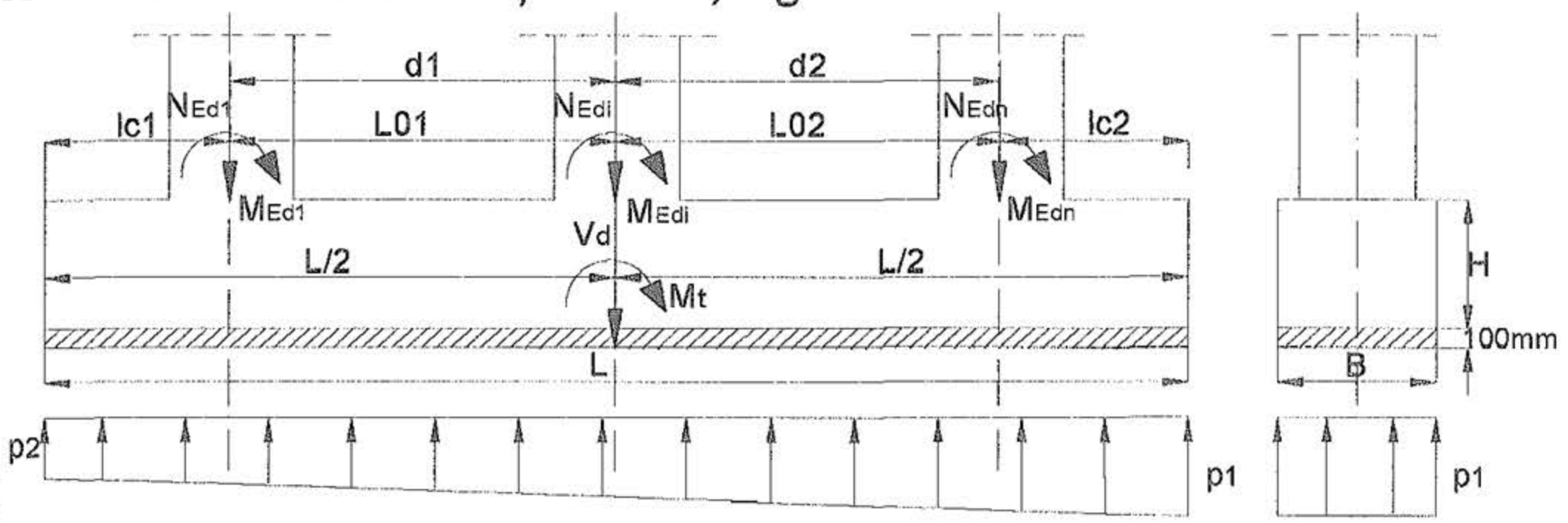


Fig. 4.17. Schema simplificată de calcul a grnzilor continue

Calculul grinzilor continue urmărește să determine:

- Lățimea tălpii fundației (uniformă sau variabilă) – B,
- Diagrama de momente încovoietoare în lungul grinzii (M),
- Diagrama de forță tăietoare (T).

Ultimele două sunt necesare pentru calculul armării grinzii continue de fundare.

Uzual se folosesc pentru calcul două metode: metoda grinzii continue cu reazeme fixe şi metoda grinzii continue static determinate.

4.2.3.1.1. Metoda grinzii continue cu reazeme fixe

În această metodă, fundaţia continuă se asimilează cu o grindă continuă având reazemele fixe în dreptul stâlpilor, Fig. 4.18.

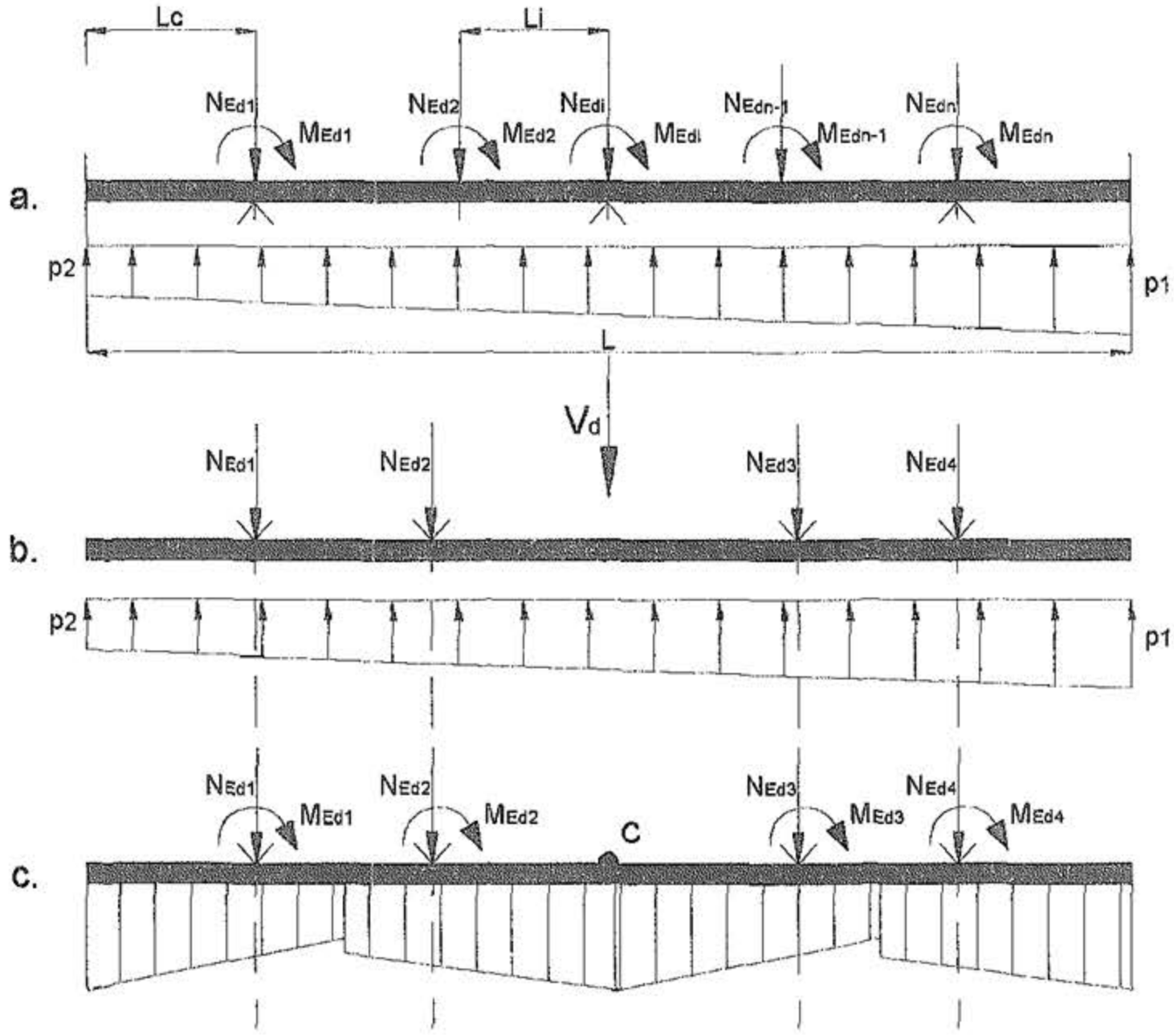


Fig. 4.18. Metoda grinzii continue cu reazeme fixe

O primă problemă este determinarea lățimii tălpii grinzii, B.
Etapele care trebuie parcurse sunt:

- Se determină lungimea totală a grinzii de fundare,

$$L = \sum L_i + 2l_c \tag{4.4}$$

- Se aleg dimensiunile secțiunii de beton a grinzii de fundare:

a. Predimensionare:

- Se determină rezultanta încărcărilor față de centrul de greutate al tălpii grinzii:

$$V_d = 1{,}2\sum N_{Ed} \tag{4.5}$$

în care: N_{Ed} – încărcarea de calcul pentru ipoteza de încărcare cea mai defavorabilă (de regulă cazul de proiectare 1),

- Determinarea suprafeței în plan a tălpii fundației:

$$A_{nec} = \frac{V_d}{0,8 p_{ter}} \tag{4.6}$$

Unde $p_{ter} = \overline{p}_{conv} / p_{pl}$

Din relația (4.6) avem:

$$B_{nec} = \frac{A_{nec}}{L} \tag{4.7}$$

– Se va adopta o valoare:

$$B_{nec} = 1,2 B_{nec} \tag{4.8}$$

pentru a ține seama de efectul concentrărilor presiunilor de contact la extremitatea grinzii.

b. În cazul în care construcția se încadrează în CG 2 și CG 3:

– Se face verificarea condiției:

$$V_d < R_d \tag{4.9}$$

în care V_d – încărcarea verticală totală (din suprastructură și fundații),

$$V_d = \sum_{i=1}^{n} N_{Edi} + \gamma_G G_f + \gamma_Q Q_k \tag{4.10}$$

G_f – greutatea fundației și a terenului susținut,

Q_k – încărcarea tehnologică ce acționează pe placa pardoselii.

Determinarea capacității portante a terenului de fundare (R_d) se face conform Capitolului 2. În calcul se va lua în considerare și valoarea momentului încovoietor la talpa fundației.

– Determinarea valorillor momentului încovoietor faţă de centrul de greutate al grinzii (mijlocul ei):

$$M_{Ed,f} = \sum_{1}^{n} M_{Ed,i} + \sum_{1}^{n} [H_{Ed.i} \cdot (H + 0,1)] \tag{4.11}$$

Pentru calculul momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare în lungul grinzii, valorile presiunilor de contact pe talpa fundaţiei, pe unitatea de lungime, în ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe talpă, vor fi (se consideră lăţimea B constantă în lungul grinzii):

$$p_{1,2} = \frac{V_d}{L} \pm \frac{6 M_{Ed,f}}{L^2} \tag{4.12}$$

Considerând fundaţia continuă ca o grindă cu reazeme fixe în dreptul stâlpilor şi acţionată de jos în sus de presiunile de contact p_1 şi p_2,

valorile reacţiunilor în reazemele fixe R_i, se vor determina prin calcul static (metoda celor trei momente etc.). Cunoscând valorile reacţiunilor R_i, eforturile secţionale (M şi T) se determină pentru toate secţiunile caracteristice ale grinzii (câmp şi reazem).

Metoda poate fi acceptată numai dacă:

$$\frac{\left|R_i - N_{Ed,i}\right|}{N_{Ed,i}} < 0.2 \qquad (4.13)$$

În cazul în care această condiţie nu este îndeplinită se poate adopta o diagramă de presiuni pe talpă obţinută prin repartizarea încărcărilor (N şi M) pe aria aferentă de grindă pentru fiecare stâlp, Fig. 4.18.c.

4.2.3.1.2. Metoda grinzii continue static determinată

Fundaţia continuă se consideră o grindă încărcată cu reacţiunile terenului şi încărcările de calcul din stâlp, Fig. 4.19. Se calculează eforturile secţionale (M şi T) pe schema grinzii static determinate astfel obţinute.

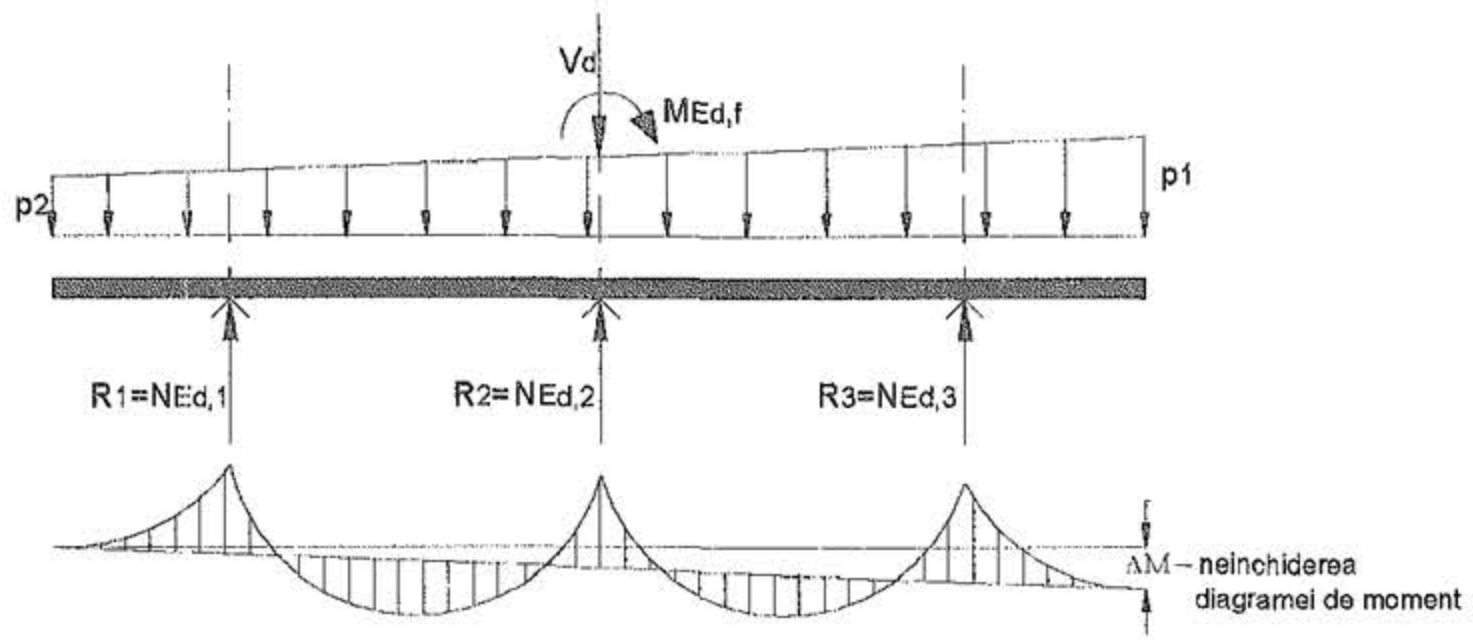


Fig. 4.19. Metoda grinzii continue static determinată

Datorită faptului că reacţiunile nu au fost determinate din calcul static, valoarea momentului la extremitatea de închidere a momentului încovoietor nu va fi zero, ci va avea o anumită valoare. Pentru readucerea echilibrului static, se va corecta linia de închidere şi se vor determina momentele corectate în câmp şi pe reazem (ΔM)

4.2.3.2. Calculul grinzii continue de fundare prin metode care iau în considerare conlucrarea dintre fundaţie şi teren (metode exacte)

Metodele care iau în considerare distribuţia reală a presiunilor de contact pe talpa fundaţiei se diferenţiază după modelul adoptat pentru teren.

Modelele de calcul folosite sunt:

a. Modelul coeficientului de pat k: care asimilează terenul cu un mediu elastic discret, reprezentat prin resoarte independente (modelul Winkler).
b. Modelul teoriei elasticităţii: în care relaţia dintre presiuni şi tasare este dată de relaţia lui Boussinesq (care ia în considerare deformaţiile şi înafara zonei încărcate).

$$w = \frac{p \cdot \left(1-\upsilon^2\right) \cdot B}{E} \cdot \omega \qquad (4.14)$$

unde: ω - coeficient de formă, ω=0,75...0,88,
E – modulul de deformaţie liniară al terenului,
w – tasarea terenului de fundare.

c. Metode combinate: Winkler şi modelele teoriei elasticităţii.

4.2.3.2.1. Modelul coeficientului de pat (modelul Winkler)

Modelul coeficientului de pat este cel mai simplu şi mai uşor de folosit în calculul grinzilor pe mediu elastic.

În cazul modelului Winkler relaţia dintre presiuni şi deformaţie este dată de relaţia, Fig. 4.20.:

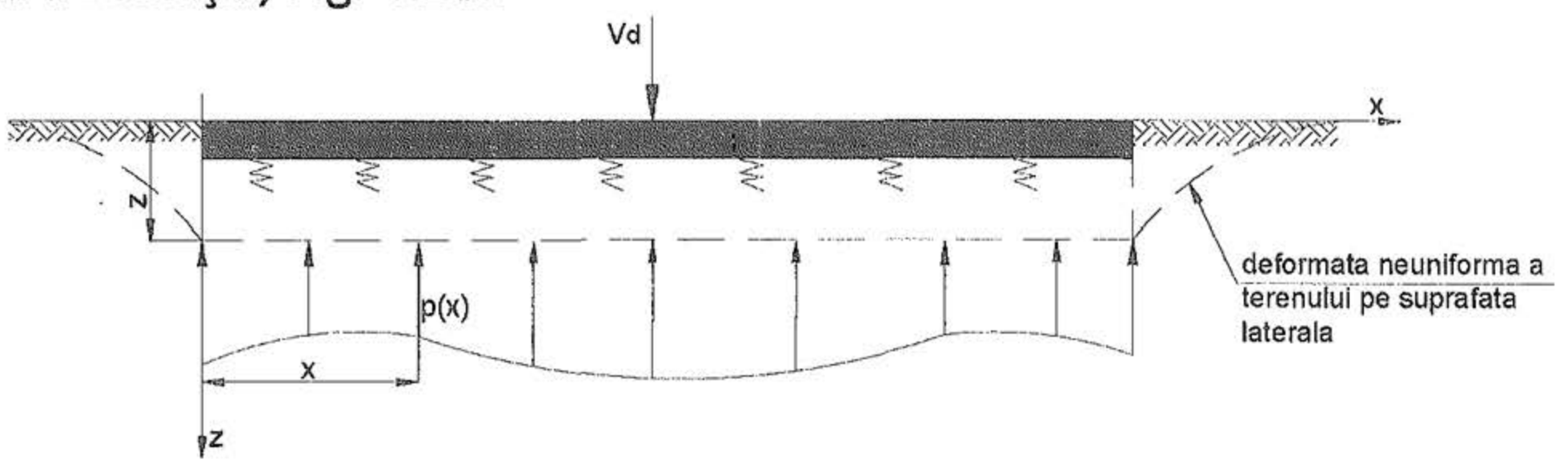


Fig. 4.20. Modelul coeficientului de pat

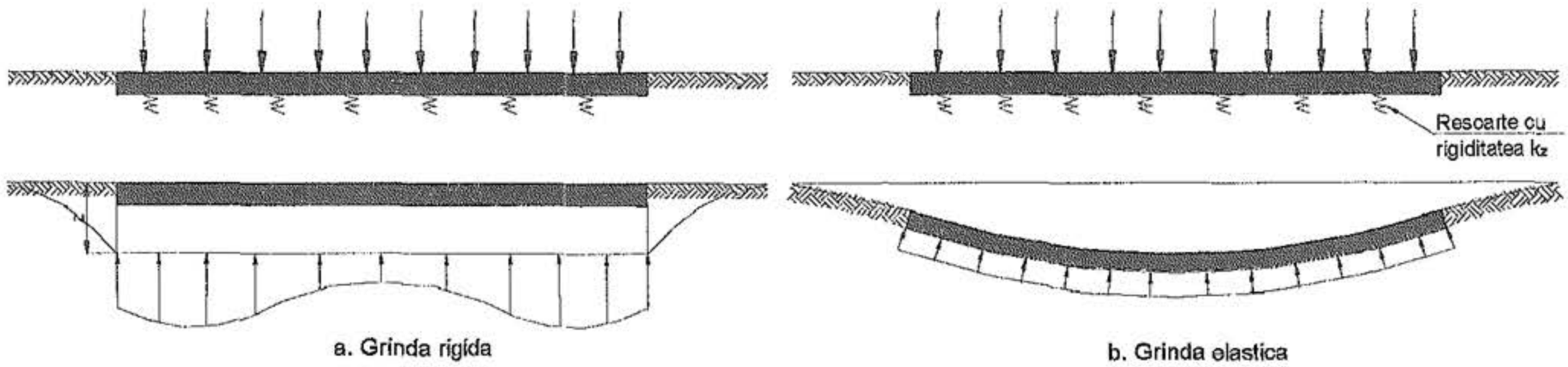
$$p = k_z \cdot z \qquad (4.15)$$

unde: p – presiunea într-un punct al suprafeţei de contact,
z – tasarea suprafeței de contact în acel punct,
k_z – factor de proporţionalitate între presiuni şi deformaţie, numit coeficient de pat.

Indiferent de rigiditatea grinzii, deformaţia terenului de fundare se extinde și înafara zonei încărcate Fig. 4.21.

Acest lucru face ca modelului Winkler să i se aducă critici privind modul în care reflectă comportarea reală a terenului. Totuşi, datorită simplităţii lui şi apropierii rezultatelor calculului de încercările

experimentale, modelul Winkler a cunoscut o largă utilizare în calculul grinzilor continue pe mediu elastic (fundaţii continue).



a. Grinda rigida b. Grinda elastica

Fig. 4.21. Deformațiile terenului sub grinzi rigide și elastice

4.2.3.2.1.1 Stabilirea valorii coeficientului de pat

a. În funcţie de natura terenului se dau anumite domenii de variaţie ale lui k_S , în Tabelul 4.1. (Popa, 1998)

Tabelul 4.1. Coeficienți k_s

COEFICIENȚII k_s în daN/cm³														
0	2,75	4,05			5,52	6,9			13,8				22,5	
Natura terenului														
Teren foarte slab		Teren slab		Teren de fundație potrivit până la bun			Teren foarte bun		Rocă slabă			Rocă bună	Stâncă	
G - pietriș S - nisip M - nisip fin, mâl C - argilă F - material mai mic de 0,01 mm O - material organic W - granulație neuniformă bine gradată P - granulație uniformă L - compresibilitate mică până la medie				M - compresibilitate mare								GW		
												GC		
												GP		
												GF		
												SW		
												SC		
						SP								
						SF								
CH				ML										
OH				CL										
	CL													
MH														

b. Se determină pe baza prelucrării încercărilor de compresiune în edometru.

Una dintre relațiile de calcul este dată de Jaky:

$$k_z = \frac{2}{3}\frac{M}{B} \tag{4.16}$$

unde M – modul de deformaţie edometric (determinat în laborator),

B – lățimea fundației.

O relație mai generală este dată de Kögler și Scheidig, sub forma:

$$k_z = \frac{2M}{B \cdot \ln\left(1+\frac{2H}{B}\right)} \tag{4.17}$$

unde H – este grosimea stratului deformabil

Relațiile (4.16) și (4.17) apar realiste pentru calculul coeficientului de pat la plăci cu suprafețe mari în plan și terenuri de fundare de grosime finită (H).

Pentru o suprafață pătrată/circulară o relație mai apropiată de realitate este:

$$k_z = \frac{\alpha M}{d} \tag{4.18}$$

în care: d – latura / diametrul suprafeței,

α=3 (pentru H=d) și α=2 (pentru H $\rightarrow\infty$).

Pentru o fundație continuă de lățime B se rcomandă relația:

$$k_z = \frac{\beta M}{B} \tag{4.19}$$

în care β=1,82 (pentru H=B) și β=0,54 (pentru H=20B).

c. Se determină experimental, pe baza încercării cu placa de probă, Fig. 4.22.

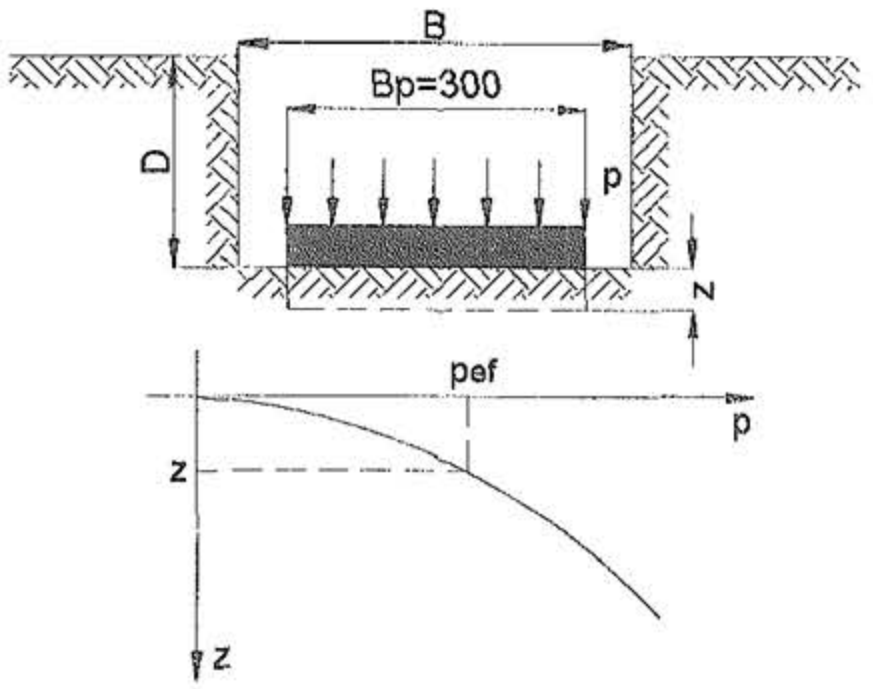


Fig. 4.22. Curba de compresiune tasare

Pentru valoarea presiunii de contact p_{ef}, coeficientul de pat se obţine:

$$k_z = \frac{p_{ef}}{z} \tag{4.20}$$

Trecerea de la acest coeficient de pat obţinut printr-o încercare cu placa de lăţime B_p=300mm la coeficientul de pat utilizat la dimensionarea unei fundaţii de lăţime B se face cu relaţia:

$$k_z = \alpha k_{0,3} \tag{4.21}$$

Valorile coeficientului de corelare α se determină cu relaţiile:

– Pentru pământuri coezive: $\alpha = \frac{30}{B}\frac{L+0,5}{1,5L}$ (4.22)

Pentru L>>B, relația (10.19) devine: $\alpha = \frac{20}{B}$ (4.23)

– Pentru pământuri necoezive: $\alpha = \left[\frac{(B+0,3)}{2B}\right]^2$ (4.24)

În lipsa unor încercări cu placa de probă, pentru valorile $k_{0,3}$ se pot utiliza valorile date în Tabelul 4.2. şi Tabelul 4.3, conform NP 112-2004.

Tabelul 4.2. Valorile lui $k_{0,3}$ pentru pământuri necoezive

Pământuri necoezive	Pământ afânat	Pământ de îndesare medie	Pământ îndesat
I_D	0...0,33	0,34...0,66	0,67...1,00
$k_{0,3}$ (kN/m^3)	14000...25000	25000...72000	72000...130000

Tabelul 4.3. Valorile lui $k_{0,3}$ pentru pământuri coezive

Pământuri coezive	Pământ plastic curgător	Pământ plastic moale	Pământ plastic consistent	Pământ plastic vârtos
I_C	0...0,25	0,25...0,50	0,50...0,75	0,75...1,00
$K_{0,3}$ (kN/m^3)	-	7000...34000	34000...63000	63000...100000

d. Estimarea valorii coeficientului de pat k_z se face și în funcţie de modulul de deformaţie liniară E_0 şi de coeficientul lui Poisson v_0 ale pământului:

$$k_z = k_m \cdot \frac{E_0}{B \cdot \left(1-\nu_0^2\right)} \quad (4.25)$$

unde: k_m – coeficient funcţie de raportul dintre lungimea şi lăţimea suprafeţei de tălpii fundaţiei, conform Tabelului 4.4.

E_0 – modulul de deformaţie liniară a terenului,

v_0 – coeficientul de deformaţie laterală a terenului (coeficientul lui Poisson,

α=a/b

unde a – este semilungimea iar b – semilăţimea suprafeţei de contact a fundaţiei.

Tabelul 4.4. Valorile coeficientului k_m, conform NP112-04

α=a/b	k_m	α=a/b	k_m
1,00	0,5283	6,00	0,2584
1,25	0,4740	7,00	0,2465
1,50	0,4357	8,00	0,2370
1,75	0,4070	9,00	0,2292
2,00	0,3845	10,00	0,2226
2,25	0,3663	20,00	0,1868
2,50	0,3512	30,00	0,1705
2,75	0,3385	40,00	0,1606
3,00	0,3275	50,00	0,1537
3,50	0,3093	60,00	0,1481
4,00	0,2953	70,00	0,1442
4,50	0,2836	80,00	0,1407
5,00	0,2739	90,00	0,1378
-	-	100,00	0,1353

e. Pe baza comparării rezultatelor încercărilor experimentale cu valorile teoretice:

$$k_z = \frac{0.65}{B} \cdot \frac{E_0}{1-\nu_0^2} \tag{4.26}$$

$$k_z = \frac{0.65}{B} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_0 \cdot B^4}{E \cdot I_f}} \cdot \frac{E_0}{1-\nu_0^2} \tag{4.27}$$

Alte informaţii privind determinarea valorii lui k_z se pot lua din lucrarea (Popa, 1998).

4.2.3.2.1.2 Metode bazate pe modelul Winkler

a. Metoda grinzii infinite

Pentru calculul solicitărilor şi al săgeţii grinzii se porneşte de la ecuaţia diferenţială a fibrei medii deformate a unei grinzi rezemate pe mediu elastic și care lucrează la încovoiere, Fig. 4.23.:

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{\overline{p}}{E \cdot I} \quad unde \quad \overline{p} = p \cdot B \longrightarrow \overline{p} = z \cdot k_z \cdot B \tag{4.28}$$

de unde $\frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{k_z \cdot B}{E \cdot I} \cdot z = 0$ (4.29)

unde $\overline{p}$ - încărcarea pe unitatea de lățime (B=1),

EI – rigiditatea grinzii.

Introducând în relaţia (4.29) notaţia:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_z \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} (m^{-1}) \tag{4.30}$$

Ecuaţia diferenţială devine:

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4 \cdot \lambda^4 \cdot z = 0 \text{ de unde} \tag{4.31}$$

$$z = e^{\lambda x}(c_1 \cdot \cos \lambda x + c_2 \cdot \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(c_3 \cdot \cos \lambda x + c_4 \cdot \sin \lambda x)$$

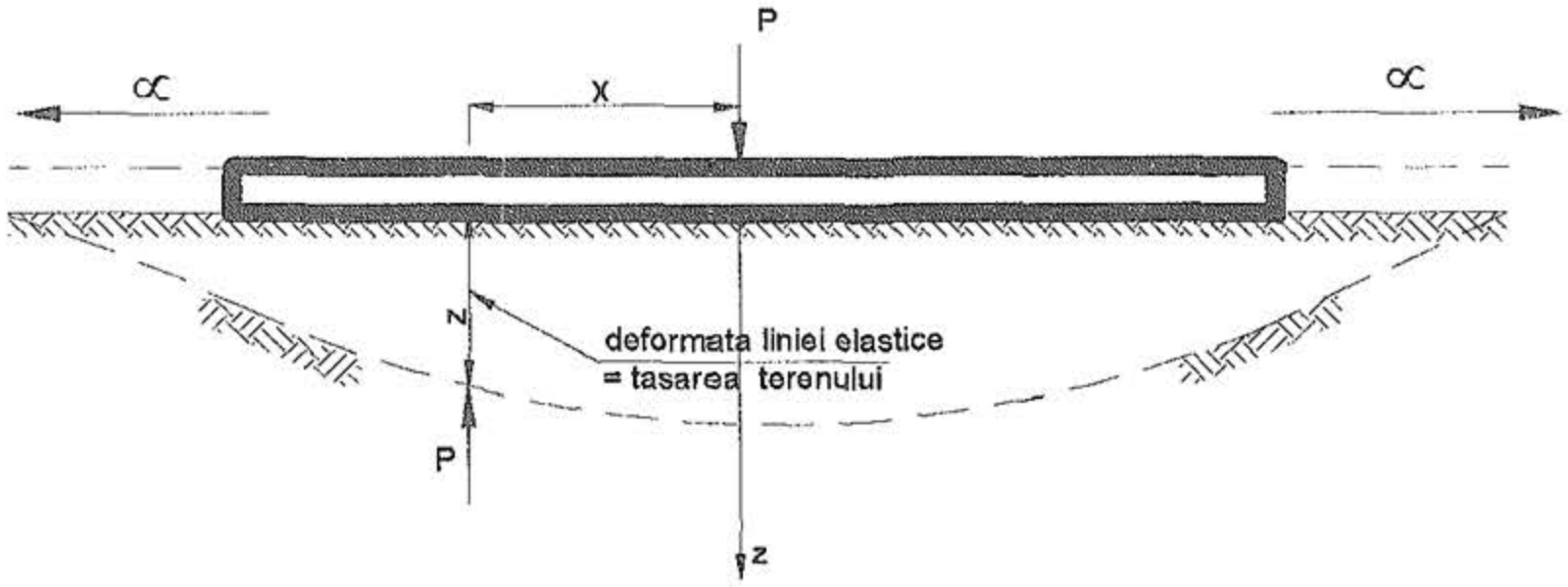


Fig. 4.23. Grinda infinită pe mediu elastic

Constantele c_1, c_2, c_3, c_4 (care reprezintă constantele de integrare), se determină din condiţiile de rezemare a grinzilor pe contur

Pentru grinda infinită încărcată cu o forţă concentrată, Fig. 4.23.:

- Pentru $x=\pm\infty$: M=0, T=0, deci $c_1 = c_2 = 0$
- Pentru x=0 : dx/dy=0, deci $c_3 = c_4 = 0$
- Pentru x=0 : T=P/2, deci $c_3 = c_4 = P\lambda/2k_sB$.

Soluţia ecuaţiei diferenţiale devine:

$$z = \frac{P \cdot \lambda}{2k_z B} e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x) = \frac{P \cdot \lambda}{2k_z B} \cdot f_1(\lambda x) \tag{4.32}$$

$$\frac{dz}{dx} = \theta = -\frac{P \cdot \lambda^2}{k_z B} f_2(\lambda x) \tag{4.33}$$

Dacă introducem notaţia $l_e = \frac{l}{\lambda}$, unde l_e – este lungimea elastică:

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{P \cdot \lambda^4}{k_z B \lambda} \cdot e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \sin \lambda x) \tag{4.34}$$

sau sub forma:

$$M = \frac{1}{4} P l_e f_3(\lambda x) \tag{4.35}$$

unde $f_3(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \sin \lambda x)$ (4.36)

$$\frac{d^3z}{dx^3} = -\frac{T}{EI} = -\frac{2P \cdot \lambda^4}{k_z B} \cdot e^{-\lambda x}(\cos \lambda x) \tag{4.37}$$

de unde $T = -\frac{P}{2} \cdot e^{-\lambda x}(\cos \lambda x) = -\frac{P}{2} \cdot f_4(\lambda x)$ (4.38)

unde $f_4(\lambda x) = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x)$ (4.39)

Valorile funcţiilor $f_1(\lambda x)$, $f_2(\lambda x)$, $f_3(\lambda x)$ şi $f_4(\lambda x)$ sunt date în Tabelele 4.5.÷4.8, NP 112-2004:

Tabelul 4.5. Valorile funcţiei f_1

λ x	f_1	λ x	f_1	λ x	f_1	λ x	f_1	λ x	f_1
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.000	1.000	1.040	0.484	2.080	0.048	3.120	-0.043	4.160	-0.021
0.040	0.998	1.080	0.460	2.120	0.040	3.160	-0.043	4.200	-0.020
0.080	0.994	1.120	0.436	2.160	0.032	3.200	-0.043	4.240	-0.019
0.120	0.987	1.160	0.413	2.200	0.024	3.240	-0.043	4.280	-0.018
0.160	0.977	1.200	0.390	2.240	0.017	3.280	-0.042	4.320	-0.017
0.200	0.965	1.240	0.368	2.280	0.011	3.320	-0.042	4.360	-0.016
0.240	0.951	1.280	0.346	2.320	0.005	3.360	-0.041	4.400	-0.015
0.280	0.935	1.320	0.325	2.360	-0.001	3.400	-0.041	4.440	-0.015
0.320	0.918	1.360	0.305	2.400	-0.006	3.440	-0.040	4.480	-0.014
0.360	0.899	1.400	0.285	2.440	-0.010	3.480	-0.039	4.520	-0.013
0.400	0.878	1.440	0.226	2.480	-0.015	3.520	-0.038	4.560	-0.012
0.440	0.857	1.480	0.247	2.520	-0.019	3.560	-0.038	4.600	-0.011
0.480	0.835	1.520	0.230	2.560	-0.022	3.600	-0.037	4.640	-0.010
0.520	0.811	1.560	0.212	2.600	-0.025	3.640	-0.036	4.680	-0.010
0.560	0.787	1.600	0.196	2.640	-0.028	3.680	-0.035	4.720	-0.009
0.600	0.763	1.640	0.180	2.680	-0.031	3.720	-0.034	4.760	-0.008
0.640	0.738	1.680	0.165	2.720	-0.033	3.760	-0.032	4.800	-0.007
0.680	0.712	1.720	0.150	2.760	-0.035	3.800	-0.031	4.840	-0.007
0.720	0.687	1.760	0.137	2.800	-0.037	3.840	-0.030	4.880	-0.006
0.760	0.661	1.800	0.123	2.840	-0.038	3.880	-0.029	4.920	-0.006
0.800	0.635	1.840	0.111	2.880	-0.040	3.920	-0.028	4.960	-0.005
0.840	0.610	1.880	0.099	2.920	-0.041	3.960	-0.027	5.000	-0.005
0.880	0.584	1.920	0.088	2.960	-0.042	4.000	-0.026		
0.920	0.558	1.960	0.077	3.000	-0.042	4.040	-0.025		
0.960	0.533	2.000	0.067	3.040	-0.043	4.080	-0.024		
1.000	0.508	2.040	0.057	3.080	-0.043	4.120	-0.023		

Tabelul 4.6. Valorile funcţiei f_2

λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2	λx	f_2
0.000	0.000	1.040	0.305	2.080	0.109	3.120	0.001	4.160	-0.013
0.040	0.038	1.080	0.300	2.120	0.102	3.160	-0.001	4.200	-0.013
0.080	0.074	1.120	0.294	2.160	0.096	3.200	-0.002	4.240	-0.013
0.120	0.106	1.160	0.287	2.200	0.090	3.240	-0.004	4.280	-0.013
0.160	0.136	1.200	0.281	2.240	0.083	3.280	-0.005	4.320	-0.012
0.200	0.163	1.240	0.274	2.280	0.078	3.320	-0.006	4.360	-0.012
0.240	0.187	1.280	0.266	2.320	0.072	3.360	-0.008	4.400	-0.012
0.280	0.209	1.320	0.259	2.360	0.067	3.400	-0.009	4.440	-0.011
0.320	0.228	1.360	0.251	2.400	0.061	3.440	-0.009	4.480	-0.011
0.360	0.246	1.400	0.243	2.440	0.056	3.480	-0.010	4.520	-0.011
0.400	0.261	1.440	0.235	2.480	0.051	3.520	-0.011	4.560	-0.010
0.440	0.274	1.480	0.227	2.520	0.047	3.560	-0.012	4.600	-0.010
0.480	0.286	1.520	0.218	2.560	0.042	3.600	-0.012	4.640	-0.010
0.520	0.295	1.560	0.210	2.600	0.038	3.640	-0.013	4.680	-0.009
0.560	0.303	1.600	0.202	2.640	0.034	3.680	-0.013	4.720	-0.009
0.600	0.310	1.640	0.194	2.680	0.031	3.720	-0.013	4.760	-0.009
0.640	0.315	1.680	0.185	2.720	0.027	3.760	-0.013	4.800	-0.008
0.680	0.319	1.720	0.177	2.760	0.024	3.800	-0.014	4.840	-0.008
0.720	0.321	1.760	0.169	2.800	0.020	3.840	-0.014	4.880	-0.007
0.760	0.322	1.800	0.161	2.840	0.017	3.880	-0.014	4.920	-0.007
0.800	0.322	1.840	0.153	2.880	0.015	3.920	-0.014	4.960	-0.007
0.840	0.321	1.880	0.145	2.920	0.012	3.960	-0.014	5.000	-0.006
0.880	0.320	1.920	0.138	2.960	0.009	4.000	-0.014		
0.920	0.317	1.960	0.130	3.000	0.007	4.040	-0.014		
0.960	0.314	2.000	0.123	3.040	0.005	4.080	-0.014		
1.000	0.310	2.040	0.116	3.080	0.003	4.120	-0.013		

Tabelul 4.7. Valorile funcţiei f_3

λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3	λx	f_3
0.000	1.000	1.040	-0.126	2.080	-0.170	3.120	-0.045	4.160	0.005
0.040	0.922	1.080	-0.139	2.120	-0.165	3.160	-0.042	4.200	0.006
0.080	0.846	1.120	-0.152	2.160	-0.016	3.200	-0.038	4.240	0.006
0.120	0.774	1.160	-0.162	2.200	-0.155	3.240	-0.035	4.280	0.007
0.160	0.705	1.200	-0.172	2.240	-0.150	3.280	-0.032	4.320	0.007
0.200	0.640	1.240	-0.180	2.280	-0.144	3.320	-0.029	4.360	0.008
0.240	0.577	1.280	-0.187	2.320	-0.139	3.360	-0.026	4.400	0.008
0.280	0.517	1.320	-0.192	2.360	-0.134	3.400	-0.024	4.440	0.008

λ x	f_3	λ x	f_3	λ x	f_3	λ x	f_3	λ x	f_3
0.320	0.461	1.360	-0.197	2.400	-0.128	3.440	-0.021	4.480	0.008
0.360	0.407	1.400	-0.201	2.440	-0.123	3.480	-0.019	4.520	0.009
0.400	0.356	1.440	-0.204	2.480	-0.118	3.520	-0.017	4.560	0.009
0.440	0.308	1.480	-0.206	2.520	-0.112	3.560	-0.014	4.600	0.009
0.480	0.263	1.520	-0.207	2.560	-0.107	3.600	-0.012	4.640	0.009
0.520	0.221	1.560	-0.208	2.600	-0.102	3.640	-0.011	4.680	0.009
0.560	0.181	1.600	-0.208	2.640	-0.097	3.680	-0.009	4.720	0.009
0.600	0.143	1.640	-0.207	2.680	-0.092	3.720	-0.007	4.760	0.009
0.640	0.108	1.680	-0.206	2.720	-0.087	3.760	-0.005	4.800	0.009
0.680	0.075	1.720	-0.204	2.760	-0.082	3.800	-0.004	4.840	0.009
0.720	0.045	1.760	-0.201	2.800	-0.078	3.840	-0.003	4.880	0.009
0.760	0.017	1.800	-0.199	2.840	-0.073	3.880	-0.001	4.920	0.009
0.800	-0.009	1.840	-0.195	2.880	-0.069	3.920	0.000	4.960	0.009
0.840	-0.033	1.880	-0.192	2.920	-0.064	3.960	0.001	5.000	0.008
0.880	-0.055	1.920	-0.188	2.960	-0.060	4.000	0.002		
0.920	-0.076	1.960	-0.184	3.000	-0.056	4.040	0.003		
0.960	-0.094	2.000	-0.179	3.040	-0.052	4.080	0.004		
1.000	-0.111	2.040	-0.175	3.080	-0.049	4.120	0.004		

Tabelul 4.8. Valorile funcţiei f_4

λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4
0.000	1.000	1.040	0.179	2.080	-0.061	3.120	-0.044	4.160	-0.008
0.040	0.960	1.080	0.160	2.120	-0.063	3.160	-0.042	4.200	-0.007
0.080	0.920	1.120	0.142	2.160	-0.064	3.200	-0.041	4.240	-0.007
0.120	0.881	1.160	0.125	2.200	-0.065	3.240	-0.039	4.280	-0.006
0.160	0.841	1.200	0.109	2.240	-0.066	3.280	-0.037	4.320	-0.005
0.200	0.802	1.240	0.094	2.280	-0.067	3.320	-0.036	4.360	-0.004
0.240	0.764	1.280	0.080	2.320	-0.067	3.360	-0.034	4.400	-0.004
0.280	0.726	1.320	0.066	2.360	-0.067	3.400	-0.032	4.440	-0.003
0.320	0.689	1.360	0.054	2.400	-0.067	3.440	-0.031	4.480	-0.003
0.360	0.653	1.400	0.042	2.440	-0.067	3.480	-0.029	4.520	-0.002
0.400	0.617	1.440	0.031	2.480	-0.066	3.520	-0.028	4.560	-0.002
0.440	0.583	1.480	0.021	2.520	-0.065	3.560	-0.026	4.600	-0.001
0.480	0.549	1.520	0.011	2.560	-0.065	3.600	-0.025	4.640	-0.001
0.520	0.516	1.560	0.002	2.600	-0.064	3.640	-0.023	4.680	0.000
0.560	0.484	1.600	-0.006	2.640	-0.063	3.680	-0.022	4.720	0.000
0.600	0.453	1.640	-0.013	2.680	-0.061	3.720	-0.020	4.760	0.000
0.640	0.423	1.680	-0.020	2.720	-0.060	3.760	-0.019	4.800	0.001

λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4	λ x	f_4
0.680	0.394	1.720	-0.027	2.760	-0.059	3.800	-0.018	4.840	0.001
0.720	0.366	1.760	-0.032	2.800	-0.057	3.840	-0.016	4.880	0.001
0.760	0.339	1.800	-0.038	2.840	-0.056	3.880	-0.015	4.920	0.002
0.800	0.313	1.840	-0.042	2.880	-0.054	3.920	-0.014	4.960	0.002
0.840	0.288	1.880	-0.046	2.920	-0.053	3.960	-0.013	5.000	0.002
0.880	0.264	1.920	-0.050	2.960	-0.051	4.000	-0.012		
0.920	0.241	1.960	-0.053	3.000	-0.049	4.040	-0.011		
0.960	0.220	2.000	-0.056	3.040	-0.048	4.080	-0.010		
1.000	0.199	2.040	-0.059	3.080	-0.046	4.120	-0.009		

În Fig. 4.24. este prezentată variaţia funcţiilor $f_1(\lambda x)$, $f_2(\lambda x)$, $f_3(\lambda x)$ şi $f_4(\lambda x)$ cu argumentul λx, funcţii ce pot fi utilizate pentru calculul lui z, θ, M şi respectiv T.

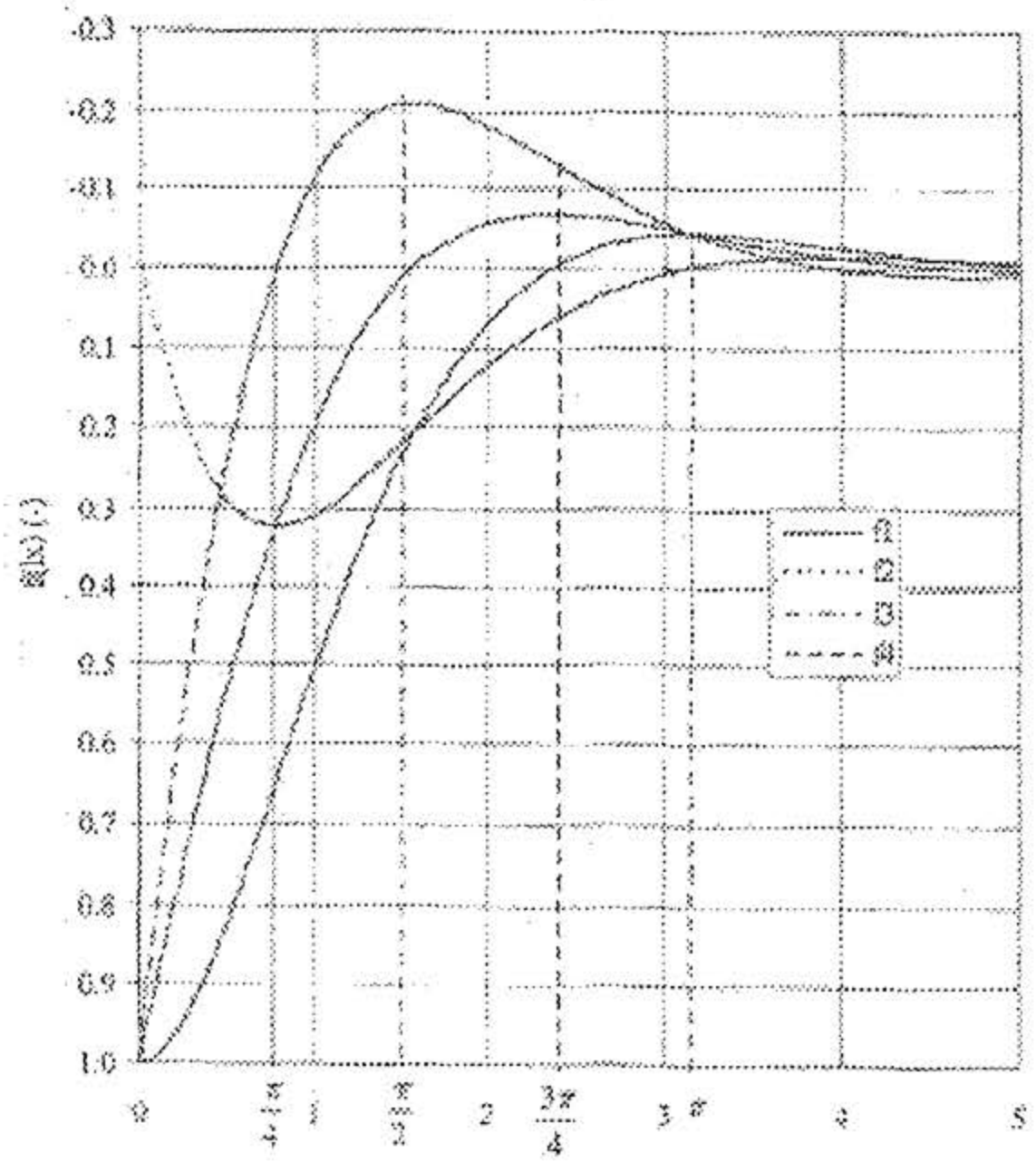


Fig. 4.24. Variaţia funcţiilor f (NP 112-2004)

Deoarece diagrama de forţă tăietoare este antisimetrică faţă de punctul de aplicaţie al forţei, valorile funcţiei f_4 vor fi luate cu semnul prezentat în tabel atunci când forţa este situată la stânga secţiunii de calcul şi cu semn schimbat când forţa este la dreapta secţiunii de calcul.

În Fig. 4.25. sunt date liniile de influenţă pentru săgeată, rotire, moment încovoietor şi forţă tăietoare pentru grinda de lungime infinită acţionată de forţă concentrată.

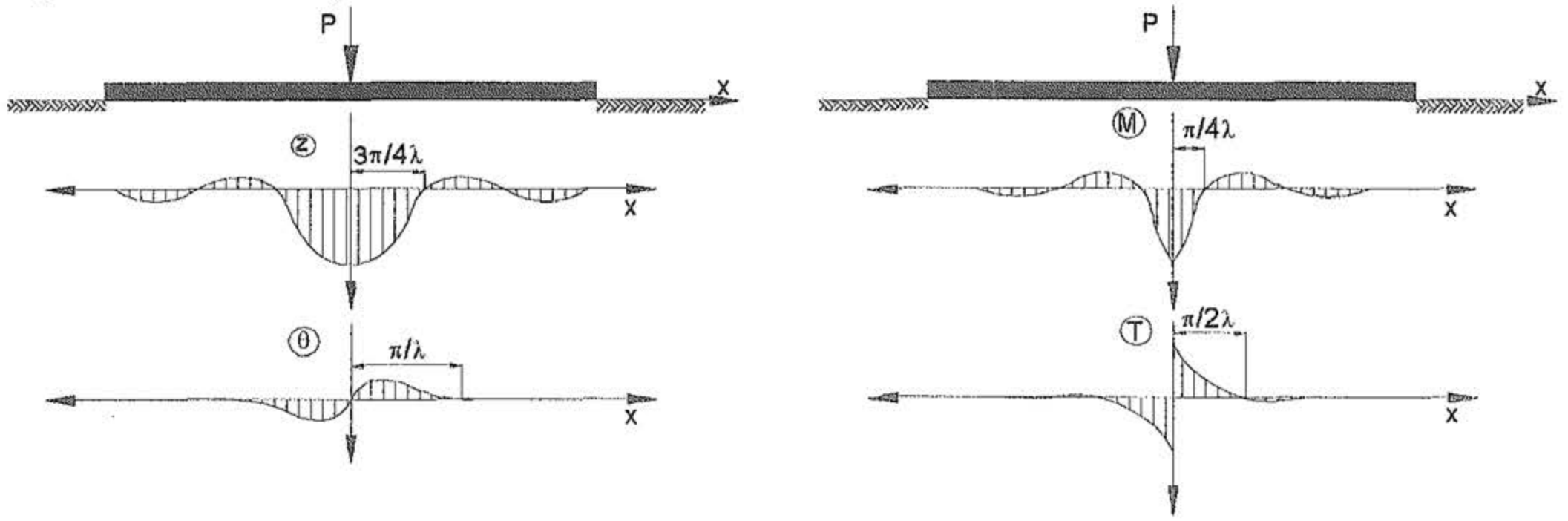


Fig. 4.25. Linii de influenţă

b. Grindă de lungime infinită acţionată de mai multe forţe concentrate

În situaţia în care grinda este acţionată de mai multe forţe concentrate P_i, i =1÷n, determinarea valorilor pentru z, θ, M, T într-o secţiune dată se face prin suprapunerea efectelor, Fig. 4.26.

$$z = \frac{\lambda}{2k_z B}\sum_{l}^{n} P_i f_1(\lambda x_i) \tag{4.40}$$

$$\theta = \frac{\lambda^2}{k_z B}\sum_{i=l}^{n} P_i f_2(\lambda x_i) \tag{4.41}$$

$$M = \frac{1}{4} l_e \sum_{i=l}^{n} P_i f_3(\lambda x_i) \tag{4.42}$$

$$T = -\frac{1}{2}\sum_{i=l}^{n} P_i f_4(\lambda x_i) \tag{4.43}$$

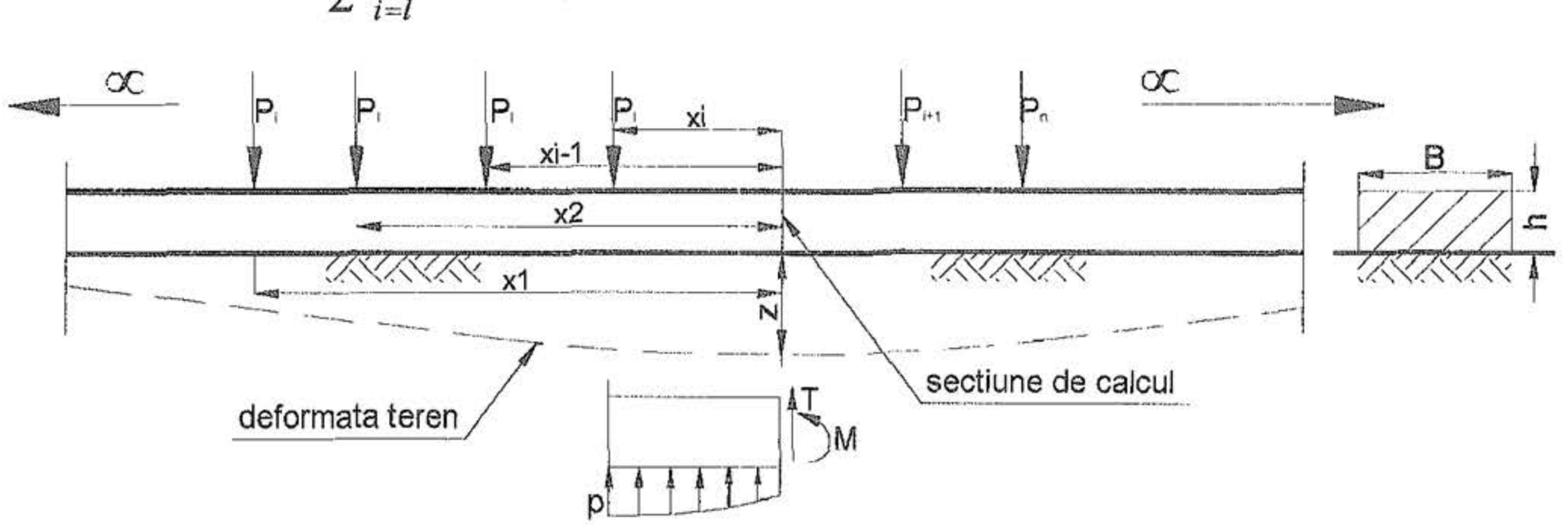


Fig. 4.26. Grinda de lungime infinită

c. Grindă de lungime infinită acţionată de un moment încovoietor

Momentul încovoietor M_0 este înlocuit în calcul prin cuplul $P\Delta x$, Fig. 4.27.

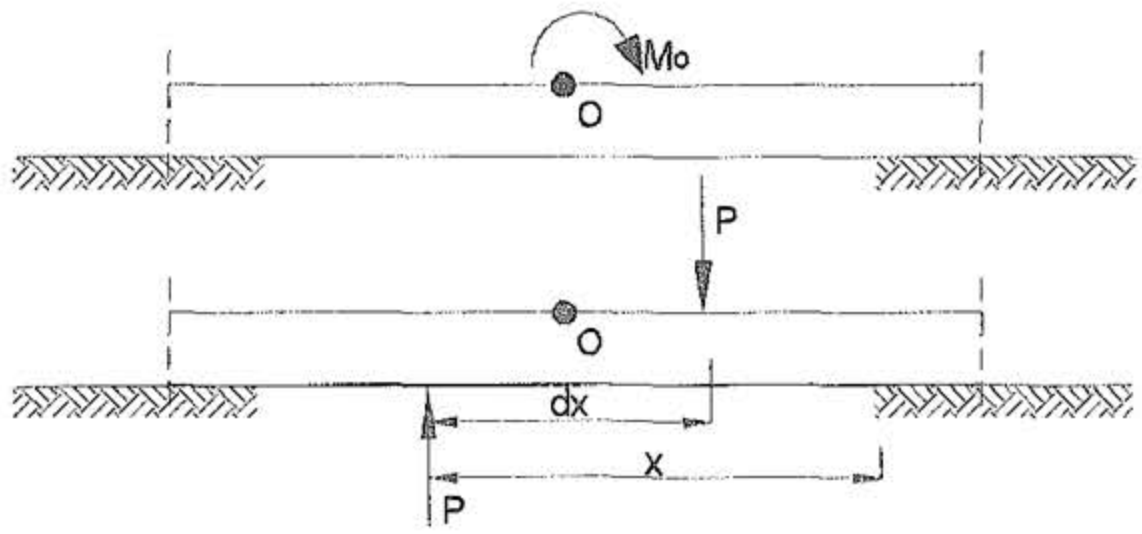


Fig. 4.27. Grinda acționată de un moment

Pentru determinarea tasării grinzii într-o secţiune situată la distanţa x faţă de punctul de aplicare al cuplului se utilizează relaţia următoare, în cazul a două forţe concentrate:

$$z=-\frac{P\lambda}{2k_zB}f_1(\lambda x)\frac{P\lambda}{2k_zB}f_1\left[\lambda(x-dx)\right]=-\frac{\lambda}{2k_zB}P\left\{f(\lambda x)-f_1\left[\lambda(x-dx)\right]\right\}\frac{dx}{dx}=$$

$$\frac{M_0\lambda}{2k_zB}\cdot\frac{f_1(\lambda x)-f_1\left[\lambda(x-dx)\right]}{dx}=\frac{M_0\lambda}{2k_zB}\frac{df_1}{dx}=\frac{M_0\lambda^2}{2k_zB}e^{-\lambda x}\sin\lambda x=\frac{M_0\lambda^2}{2k_z}f_2(\lambda x) \quad (4.44)$$

Astfel, pentru calculul săgeţii în cazul grinzii infinite acţionată de un moment încovoietor M_0 este utilizată funcţia $f_2(\lambda x)$, funcţie care descrie rotirea în cazul grinzii infinite acţionate de o forţă concentrată P. Aceasta înseamnă că pentru θ, M şi T se vor utiliza, prin permutare, tot funcţiile f_1, f_3 şi f_4 după corespondenţa descrisă în Tabelul 4.9.

Tabelul 4.9.

	Funcţii utilizate în cazul grinzii acţionate de:	
	P	M_0
z	f_1	f_2
θ	f_2	f_3
M	f_3	f_4
T	f_4	f_1

d. Grindă de lungime finită

Pentru folosirea funcţiilor determinate în cazul grinzii de lungime infinită, grinda de lungime finită se calculează prin metoda forţelor fictive.

Se consideră că grinda de lungime finită este transformată în grindă infinită prin prelungirea fictivă a capetelor A şi B, Fig. 4.28.

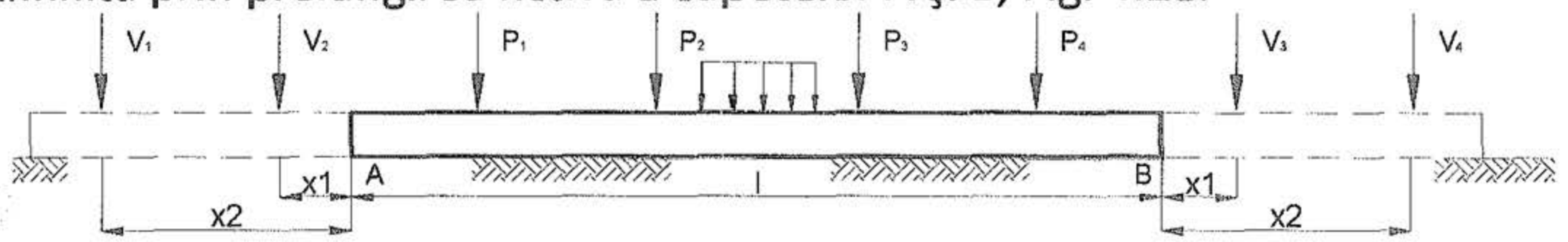


Fig. 4.28. Grinda de lungime finită

Asupra grinzii de fundare considerată ca grindă infinită acţionează sistemul de încercări P_i, i=1÷n, împreună cu forţele fictive V_i, i=1÷4 amplasate de o parte şi de cealaltă a grinzii cu valori astfel determinate încât starea de eforturi şi deformaţii în grinda de lungime finită să nu se modifice.

Pentru determinarea forţelor fictive se impun condiţiile pentru capetele libere ale grinzii şi anume: $M_A = 0,\ M_B = 0, T_A = 0, T_B = 0$.

Utilizând funcţiile $f_3(\lambda x_i)$ şi $f_4(\lambda x_i)$ definite anterior şi impunând condiţiile pentru capetele libere ale grinzii se obţin patru ecuaţii liniare pentru determinarea valorilor forţelor fictive.

Pentru simplificarea calculelor se alege distanţa de la forţa V_1 la capătul A al grinzii astfel încât momentul încovoietor să fie egal cu zero, iar punctul de aplicaţie pentru V_2, astfel încât forţa tăietoare corespunzătoare în secţiunea A să fie egală cu zero.

În acelaşi mod se procedează şi cu forţele V_3 şi V_4 cu privire la momentul şi forţa tăietoare în capătul B al grinzii.

Din tabelele pentru funcţiile $f_3(\lambda x_i)$ şi $f_4(\lambda x_i)$ rezultă că, pentru ca forţele fictive care apar într-o ecuaţie să se anuleze alternativ, distanţele de la capetele grinzii finite la punctele de aplicaţie ale forţelor fictive să fie alese după cum urmează:

$$x = \frac{\pi}{4\lambda}, \text{ pentru care } f_3\left(\frac{\pi}{4}\right) = 0 \tag{4.45}$$

$$x = \frac{\pi}{2\lambda}, \text{ pentru care } f_4\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0 \tag{4.46}$$

Forţele V_i, i=1÷4 astfel obţinute se introduc în schema de încărcare a grinzii finite, iar calculul deformaţiilor şi al eforturilor secţionale se poate face utilizând tabelele şi diagramele pentru grinda infinită.

e. Grinzi continue pe două direcţii

1. Ipoteza nodurilor articulate

În această ipoteză urmează a se repartiza pe cele doua direcţii doar forţa concentrată V_i ce acţionează în nodul i. M_{ix} şi M_{iy} se transmit integral tălpilor pe care acţionează, Fig. 4.29.

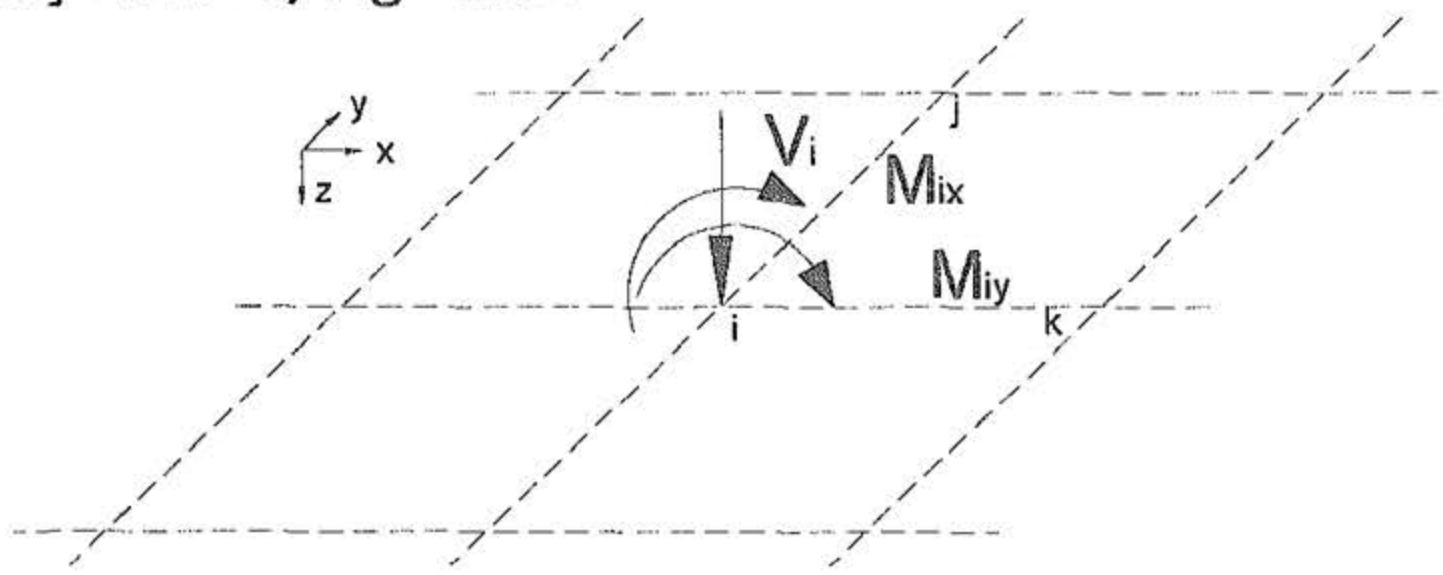


Fig. 4.29.

Se poate scrie condiţia de echilibru:

$$V_i = V_{ix} + V_{iy} \tag{4.47}$$

Pentru i=1÷n se pot scrie n ecuaţii pentru cele n noduri ale reţelei de grinzi.

Rezultă n ecuaţii cu 2n necunoscute.

Cel de-al doilea set de n ecuaţii se obţine exprimând condiţia de continuitate exprimată în termeni de tasare.

Se scrie relaţia:

$$Z_{ix} = Z_{iy} \tag{4.48}$$

Deoarece, conform ipotezei Winkler, $z = \frac{p}{k_z}$, relaţia devine:

$$p_{ix} = p_{iy} \tag{4.49}$$

condiţie care exprimă egalitatea presiunilor datorate încărcărilor V_{ix} şi V_{iy} pe cele două direcţii.

Ecuaţia de echilibru şi ecuaţia de continuitate exprimate pentru fiecare nod formează sistemul de 2n ecuaţii cu 2n necunoscute prin rezolvarea căruia se determină încărcările în noduri.

După determinarea încărcărilor pe noduri, fiecare din tălpile reţelei se calculează ca talpă continuă, pe o singură direcţie, determinând diagramele M şi T necesare pentru dimensionarea acestora.

2. Ipoteza nodurilor încastrate

În această ipoteză, urmează a se repartiza pe cele două direcţii, atât forţa concentrată, cât şi momentele M_{ix} şi M_{iy}, Fig. 4.29.

Momentele încovoietoare se descompun în momente care determină încovoierea grinzii, pe care acţionează şi momente care produc torsiunea grinzii pe direcţia transversală.

Ecuaţiile de echilibru pentru nodul i sunt:

$$V_i = V_{ix} + V_{iy} \tag{4.50}$$

$$M_{ix} = M_{ix_incovoiere} + M_{iy_tosiune} \tag{4.51}$$

$$M_{iy} = M_{iy_incovoiere} + M_{ix_torsiune} \tag{4.52}$$

Rezultă 3n ecuaţii cu 6n necunoscute.

Celelalte 3n ecuaţii se obţin din condiţiile de continuitate care exprimă egalitatea săgeţilor (tasări) cât şi a rotirilor, şi anume:

- săgeata (tasarea) grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul i trebuie să fie egală cu săgeata (tasarea) grinzii transversale (direcţia y) în nodul i,
- rotirea din încovoiere a grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul i să fie egală cu rotirea din torsiunea grinzii transversale (direcţia y) în nodul i,
- rotirea din torsiune a grinzii longitudinale (direcţia x) în nodul i să fie egală cu rotirea din încovoiere a grinzii transversale (direcţia y) în nodul i.

4.2.3.3. Metode numerice de calcul

4.2.3.3.1. Metoda diferenţelor finite

Eforturile secţionale în grinda de fundare pot fi calculate utilizând metoda diferenţelor finite. Metoda se poate aplica la grinzi continue pentru orice număr de stâlpi care aduc la fundaţie forţe axiale şi momente încovoietoare concentrate.

Panta fibrei medii deformate a grinzii de fundare în secţiunea i, Fig. 4.30., se poate exprima în diferenţe finite cu relaţia:

$$\left(\frac{dz}{dx}\right)_i \Rightarrow \left(\frac{\Delta z}{\Delta z}\right)_i = \left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x}\right)_i \tag{4.53}$$

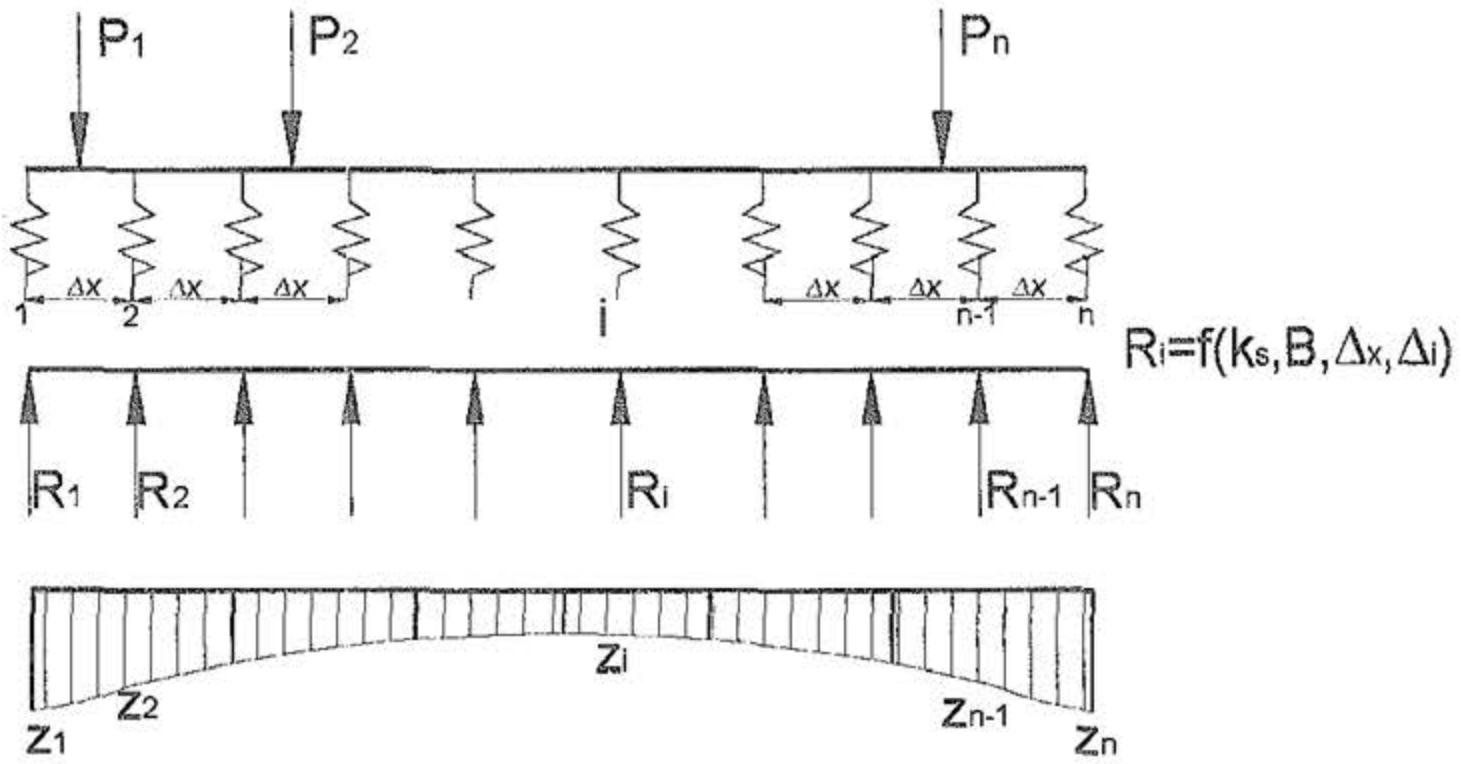


Fig. 4.30. Metoda diferențelor finite

Pentru aceeaşi secţiune i se poate determina valoarea celei de-a doua derivate a tasării z, obţinându-se următoarele relaţii:

$$\frac{d^2z}{d^2x} = d\left(\frac{dz}{dx}\right) = \left(\frac{\Delta\left(\frac{\Delta z}{\Delta x}\right)}{\Delta x}\right) = \frac{\Delta^2 z}{\Delta x^2} = \frac{1}{\Delta x}\left(\frac{Z_{i+1} - Z_i}{\Delta x} - \frac{Z_i - Z_{i-1}}{\Delta x}\right) \tag{4.54}$$

$$\frac{d^2z}{d^2x} = \frac{Z_{i+1} - 2Z_i + Z_{i-1}}{\Delta x^2} \tag{4.55}$$

Pentru cazul general (n secţiuni de calcul) expresiile derivatei de ordinul II respectiv de ordinul III se scriu sub forma:

$$z'' = \frac{d^2z}{dx^2} = \frac{Z_{n+1} - 2Z_n + Z_{n-1}}{(\Delta x)^2} \tag{4.56}$$

$$z''' = \frac{d^3z}{dx^3} = \frac{Z_{n+2} - 2Z_{n+1} + 2Z_{n-1} - Z_{n-2}}{2(\Delta x)^3} \tag{4.57}$$

Expresiile derivatelor din ecuaţie permit determinarea valorilor eforturilor secţionale prin utilizarea relaţiilor:

$$\frac{EI}{(\Delta x)^2}(Z_{n+1} - 2Z_n + Z_{n-1}) = M_n \tag{4.58}$$

$$\frac{EI}{(\Delta x)^3}(Z_{n+2} - 2Z_{n+1} + 2Z_{n-1} - Z_{n-2}) = T_n \tag{4.59}$$

Pentru rezolvare este recomandat ca numărul de intervale Δx să fie limitat la 10 (un număr de intervale mai mic decât 10 conduce la rezultate

greşite, iar unul mai mare decât 10 va mări volumul de calcul, dar nu şi precizia soluţiei rezultate).

Din considerente legate de rezolvarea numerică se recomandă ca Δx să fie constant.

Metoda diferenţelor finite aplicată la grinzi continue de fundare, rezemate pe un mediu elastic tip Winkler, necesită scrierea relaţiilor care exprimă momentul încovoietor în fiecare secţiune i, moment încovoietor egal cu zero la capetele grinzii şi, respectiv, a relaţiei care exprimă egalitatea între forţele care acţionează pe direcţie verticală.

Se obţin 11 ecuaţii cu 11 necunoscute pentru valorile z. Rezolvarea sistemului de ecuaţii permite determinarea eforturilor secționale M şi T prin utilizarea relaţiilor de mai sus.

Metoda diferențelor finite permite luarea în considerare a următoarelor situaţii:

– Grinzi cu secțiune variabilă, Fig. 4.31.

Fig. 4.31. Grinzi cu secțiune variabilă

– Grinzi cu lățimea tălpii fundației variabilă, Fig. 4.32.

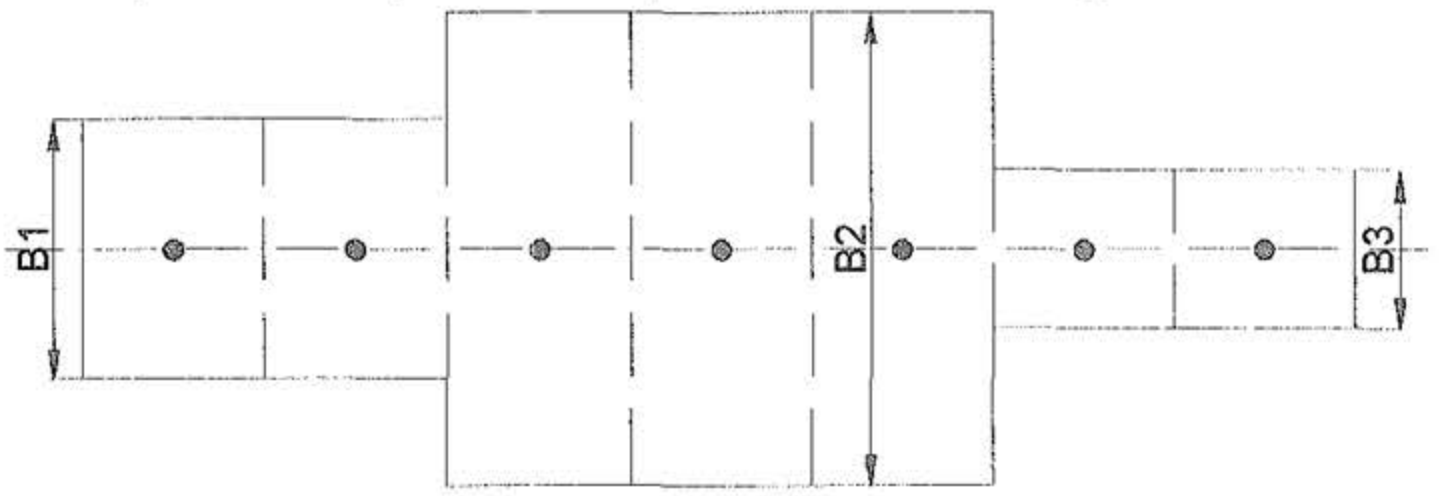


Fig. 4.32. Grinzi cu lățimea tălpii fundației variabilă

4.2.3.3.2. Metoda elementelor finite

Metoda elementelor finite utilizează relaţia:

$$P_i = A_i \cdot F_i \tag{4.60}$$

pentru fiecare nod al structurii analizate, Fig. 4.33., considerând, în prealabil, că există o discretizare în elemente finite a acesteia. Relaţia exprimă egalitatea între forţele nodale externe, P_i, şi forţele care acţionează pe elemente, F_i , prin intermediul constantei A_i. Notaţiile F_i şi P_i sunt utilizate pentru forţe şi momente încovoietoare.

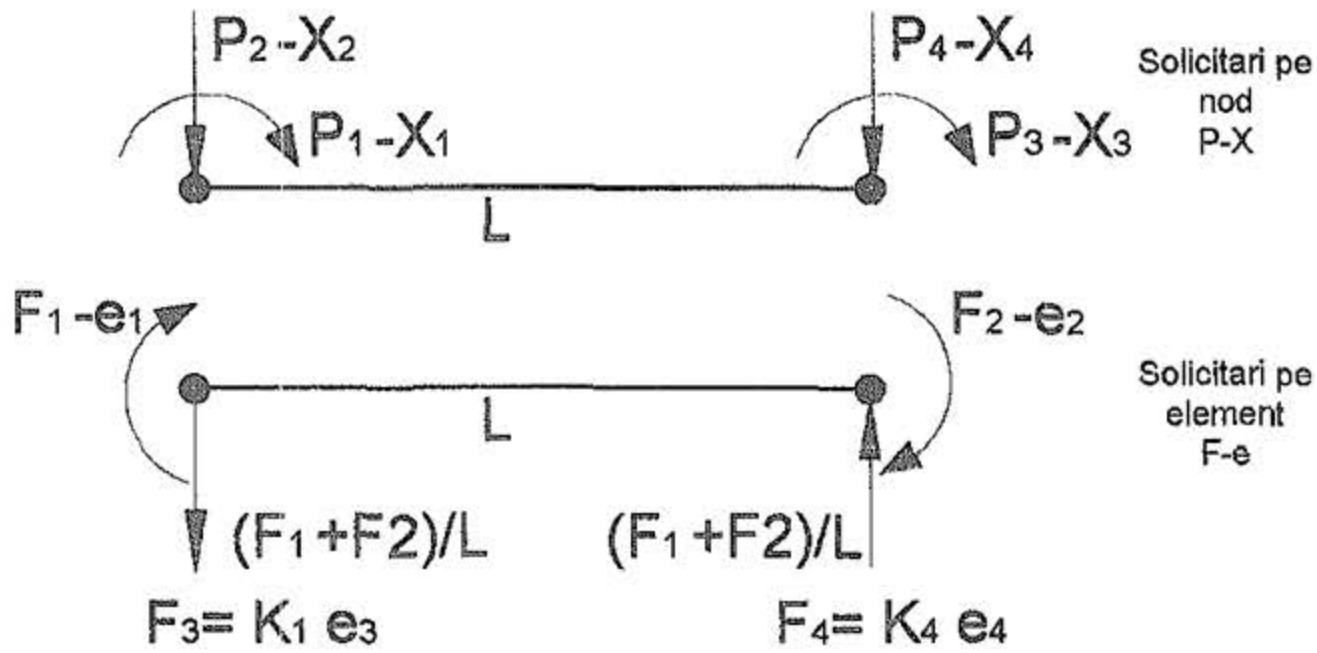


Fig. 4.33.

Pentru toate nodurile structurii analizate se poate scrie relaţia matriceală:

$$P=A\,F \tag{4.61}$$

Pentru deformaţiile elementelor (definite de două noduri), e, şi deplasările nodale externe, X, se poate scrie relaţia matriceală:

$$e=B\,X \tag{4.62}$$

unde e şi X pot reprezenta rotaţii (exprimate în radiani) sau translaţii.

Matricea B reprezintă matricea A transpusă cea ce conduce la rescrierea relaţiei (4.62) sub forma:

$$e=A^T \cdot X \tag{4.63}$$

Între forţele care acţionează pe elemente şi deformaţiile acestora poate fi scrisă relaţia matriceală:

$$F=S\,e \tag{4.64}$$

Relaţiile de mai sus reprezintă ecuaţiile fundamentale în analiza grinzilor de fundare cu metoda elementelor finite.

Prin utilizarea relaţiilor anterioare, pentru obţinerea deplasărilor nodale externe se utilizează exprimarea matriceală de forma:

$$X=\left(ASA^T\right)^{-1} P \tag{4.65}$$

unde matricea ASA^T poartă numele de matrice globală.

4.2.3.4. Modelul semispațiului elastic, omogen și izotrop (modelul Boussinesq)

Modelul presupune asimilarea terenului de fundare cu un semispațiu elastic, omogen și izotrop, folosind pentru determinarea deformației pe verticală (tasarea) a suprafeței terenului relațiile de calcul

date de Teoria Elasticității. Sunt utilizate relațiile de calcul dezvoltate pentru problema spațială (Boussinesq) sau pentru problema plană de eforturi / deformații (Flamant).

Relația de calcul a tasării suprafeței semispațiului sub influența eforturilor unitare repartizate pe o suprafață dreptunghiulară (axb) este, Fig. 4.34.

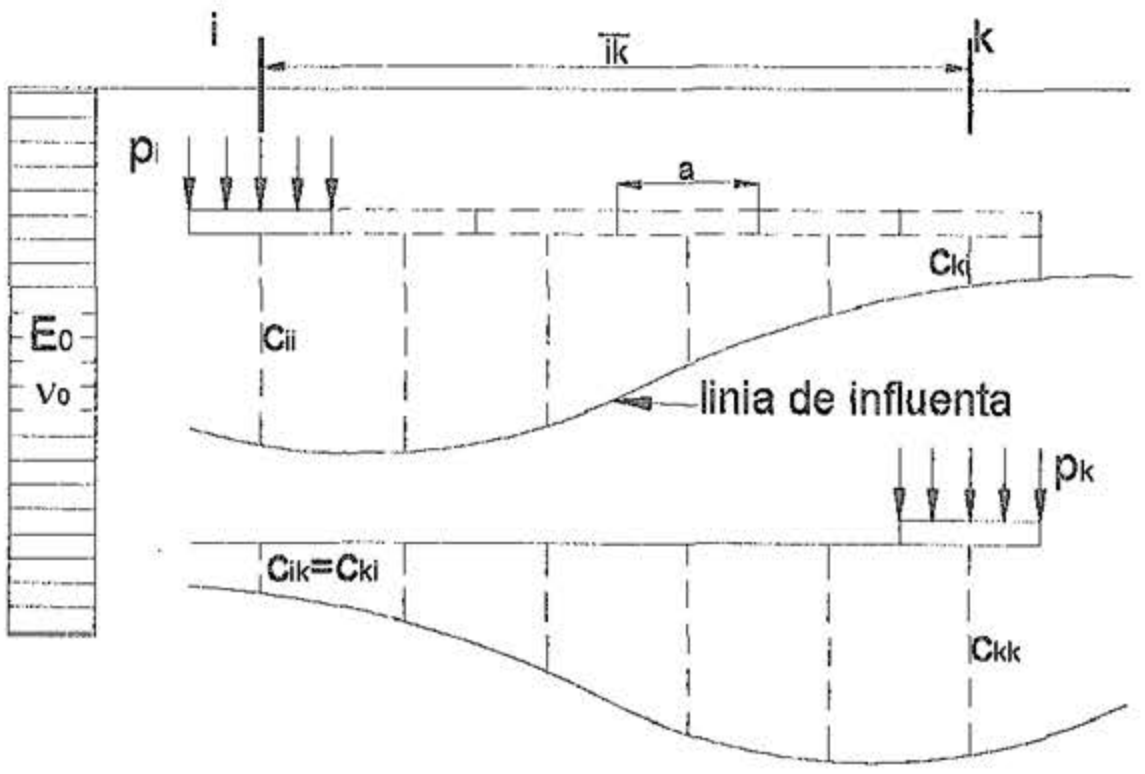


Fig. 4.34. Modelul Boussinesq

$$S_{ki} = \frac{1-\nu_0^2}{E_0} a \cdot P_i \cdot C_{ki} \qquad (4.66)$$

în care: c_{ki} – coeficient de influență a tasării în funcție de rapoartele a/b și k/a și care, pentru cazul considerării unei presiuni unitare, apare ca valorile liniei de influență a tasării.

Pentru exprimarea tasărilor totale care apar în punctul i sub influența eforturilor de contact transmise prin cele n suprafețe (axb) în care se subdivide grinda, scriem:

$$S_i = \frac{1-\nu_0^2}{E_0} a \cdot \sum_{k=1}^{n} p_k \cdot C_{ki} \qquad (4.67)$$

În mod identic se procedează si pentru calculul plăcilor la care discretizăm placa în suprafețe elementare, Fig. 4.35. și scriem:

$$S_{k,l} = \frac{\sqrt{\lambda_x \lambda_y}}{2\pi E_0^{'}} a \cdot \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} p_{i,j} \cdot C_{i-k,j-1} \qquad (4.68)$$

în care: $E_0^{'} = \frac{E_0}{1-\nu^2}$ (4.69)

Relația (4.68) poate fi exprimată și într-o formă matriceală:

$$\vec{S} = \frac{\sqrt{\lambda_x \lambda_y}}{2\pi E_0^{'}} \vec{p}[c] \qquad (4.70)$$

în care [c] este matricea coeficienților de influență.

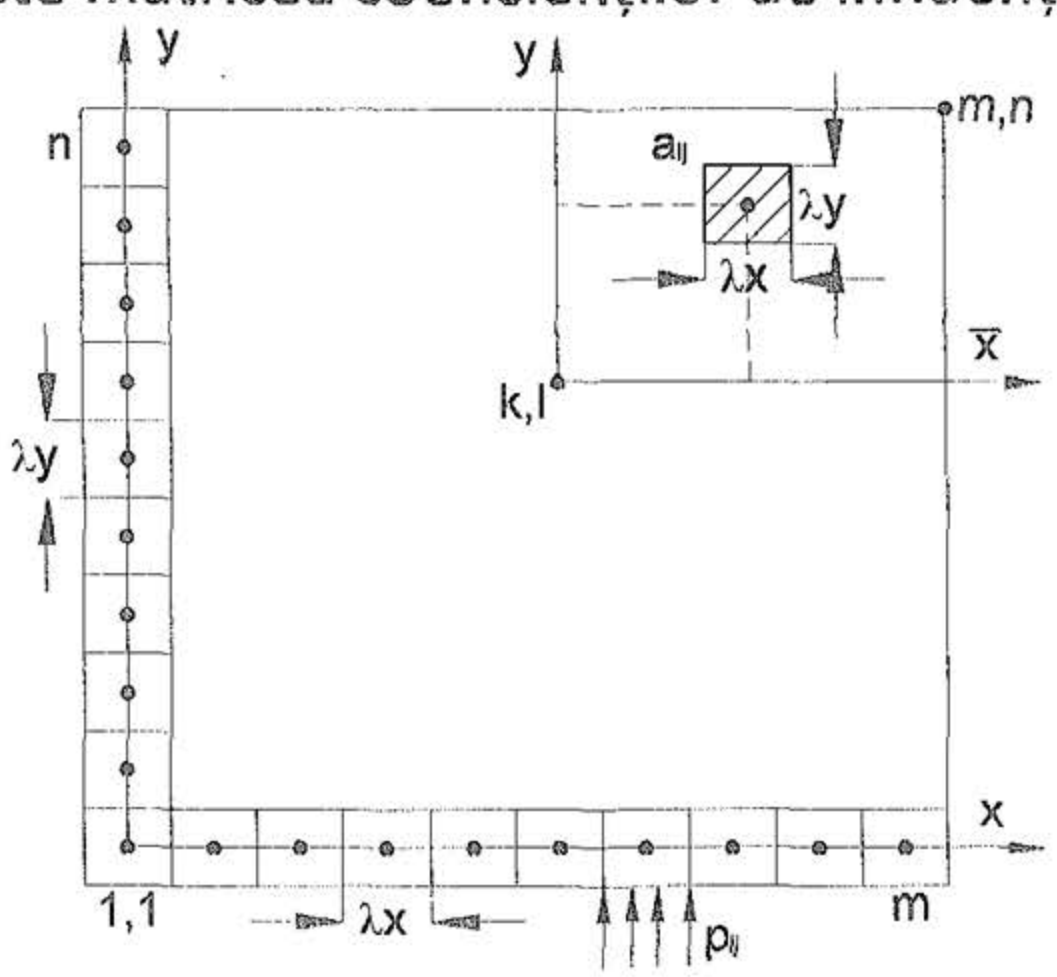


Fig. 4.35. Placă pe mediu elastic

Utilizarea coeficientului de pat dat de teoria elasticității (MTE) pentru calculul plăcilor și grinzilor rezemate pe mediu elastic (deformabil) introduce și el unele neconcordanțe față de comportarea reală a terenului, atestată experimental.

Astfel, se poate arăta că suprafața terenului prezintă o deformată care manifestă o atenuarea mai rapidă decât cea dată de teoria elasticității, luându-se așadar în considerare în relațiile (4.67) și (4.68) un număr mai mic de termeni (k-i)<2...3. De asemenea se remarcă o concentrare mai accentuată a presiunilor de contact sub punctele în care acționează solicitările exterioare.

4.2.3.4.1. Calculul grinzilor pe mediu elastic (Boussinesq). Metoda Jemocikin

Grinzile având raportul $\frac{L}{B} \geq 7$ sunt considerate ca fiind nedeformabile în direcţia transversală, Fig. 4.36. şi, ca urmare, presiunea pe lăţimea B se consideră a fi uniform repartizată.

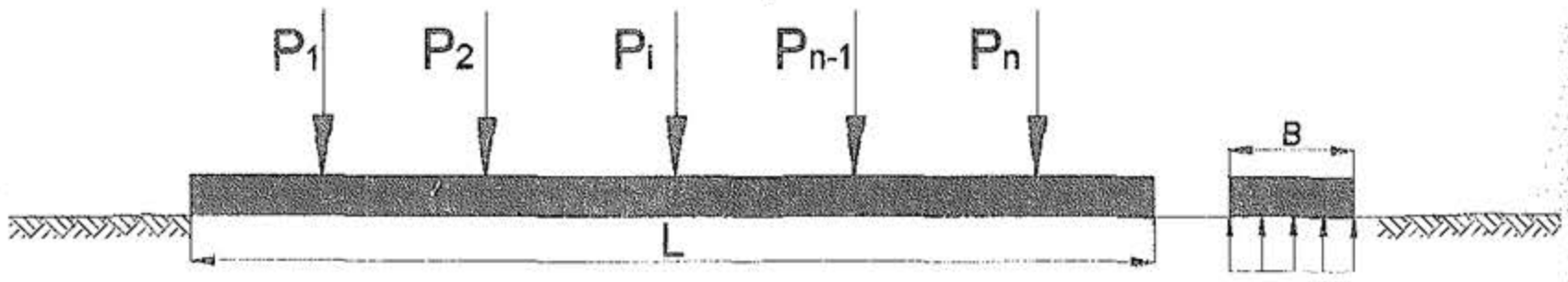


Fig. 4.36. Grinda încărcată cu sarcini verticale P_i

Pentru determinarea presiunilor de contact fundaţie - teren se consideră o distribuţie continuă conform diagramei prezentată în Fig. 4.37.

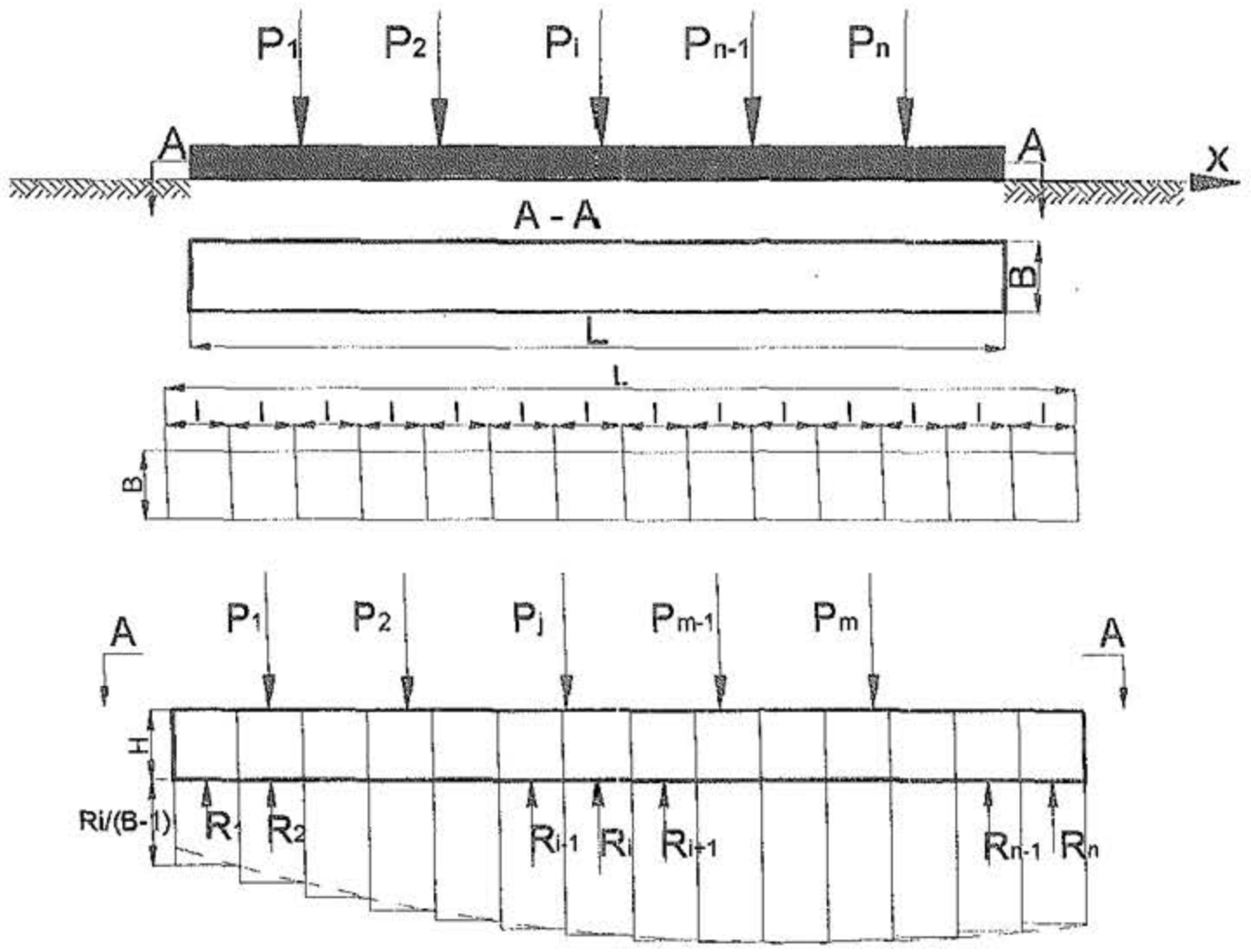


Fig. 4.37. Schema de calcul în metoda Jemocikin

Se aproximează diagrama reală de presiuni pe teren cu o diagramă în trepte, împărţind suprafaţa de fundare în suprafeţe dreptunghiulare cu lăţimea B şi lungimea 1, în lungul suprafeţei de fundare, Fig. 4.37. Fie R rezultanta presiunilor uniform distribuite aferente suprafeţei Bxl. R poate fi privită ca reacţiunea într-o bară rigidă.

Sistemul fundaţie – teren se substituie cu sistemul echivalent al unei grinzi flexibile rezemată pe terenul deformabil prin intermediul unor bare rigide verticale, articulate la capete dispuse în centrul de greutate al suprafeţelor dreptunghiulare de dimensiuni în plan Bxl, Fig. 4.38.

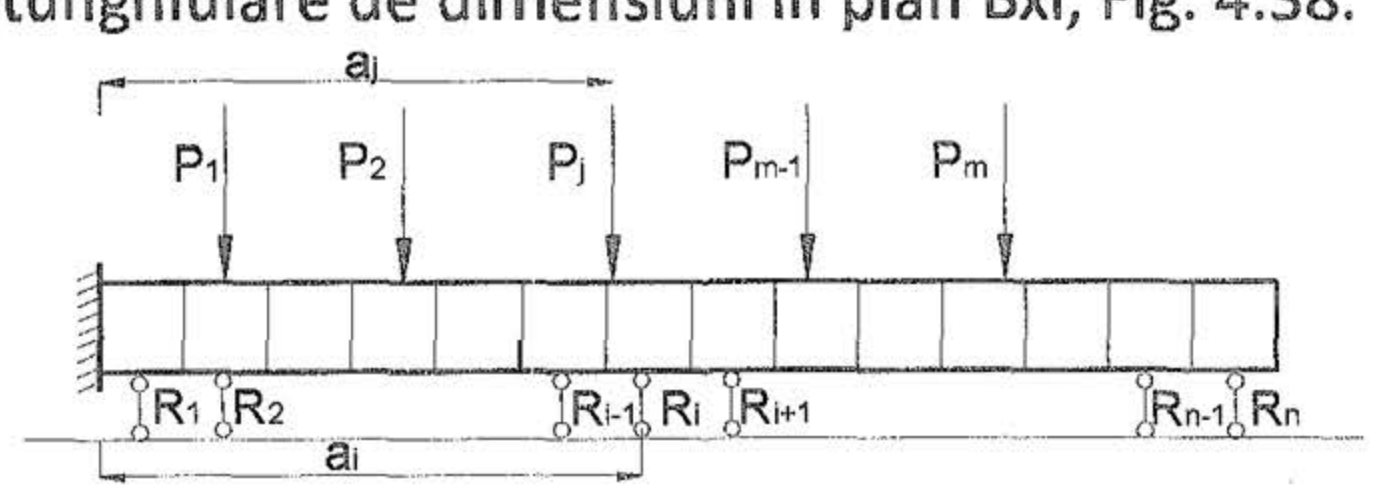


Fig. 4.38. Modelarea contactului cu bare verticale

În acest mod, se înlocuieşte contactul continuu dintre fundaţie şi teren prin contacte în punctele izolate de egală interdistanţă l. Cu cât numărul de puncte de contact este mai mare, cu atât calculul aproximează mai bine diagrama continuă de presiuni de contact fundaţie – teren.

Considerând presiunea p_i, distribuită pe o suprafaţă dreptunghiulară i de arie Bxl, ca fiind uniformă, forţa axială în bara rigidă, din punctul analizat va avea valoarea:

$$R_i = B \cdot l \cdot p_i \tag{4.71}$$

Determinarea forţelor R_i, i =1÷n, se face considerând separat deplasarea verticală a capetelor superioare, articulate în talpa fundaţiilor ($z_{ifundaţie}$)şi deplasarea verticală a capetelor inferioare ale barelor, articulate pe teren (z_{iteren}).

Din condiţia de continuitate ca, după formare, talpa fundaţiei să păstreze legătura cu terenul, rezultă că deplasările capetelor barelor trebuie să fie egale obţinându-se astfel un număr de ecuaţii egal cu numărul forţelor necunoscute R_i.

Pentru a scrie deplasările pe verticală ale unui punct i de pe talpa fundaţiei şi de pe suprafaţa de fundare se consideră, de o parte, grinda de fundare cu încărcările P_j, j=1÷m şi reacţiunile R_i, i =1÷n din barele de legătură cu terenul şi, de altă parte, terenul solicitat de forţele (R_i), transmise prin barele de legătură.

Deplasările grinzii continue de fundare se stabilesc prin referire la un sistem static de bază, de tipul grindă încastrată în secţiunea de capăt, Fig. 4.39.

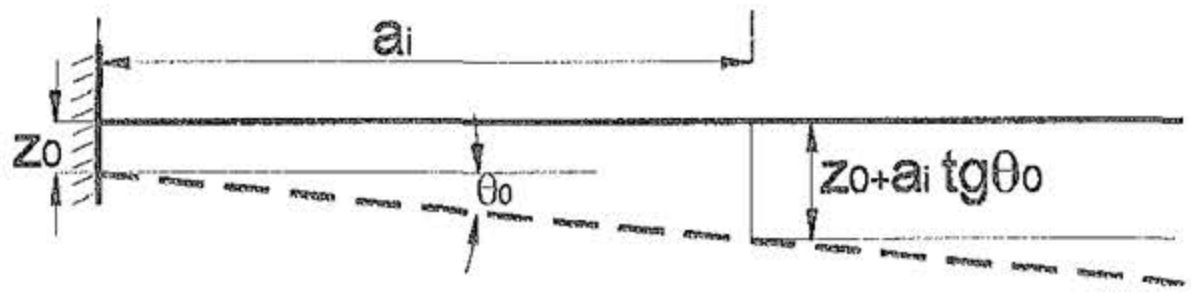


Fig. 4.39. Calculul deformatei grinzii

Se consideră grinda încastrată la capăt, ceea ce echivalează cu introducerea a două noi necunoscute, deplasarea z_0 şi rotirea θ_0 .

Pentru determinarea necunoscutelor R_i, z_0 şi θ_0 se scrie următorul sistem de ecuaţii:

$$\begin{aligned}
&R_1\delta_{11}+R_2\delta_{12}+R_3\delta_{13}+....+R_n\delta_{1n}+\delta_{1p}-z_0-a_1 tg\,\theta_0=0\\
&R_1\delta_{21}+R_2\delta_{22}+R_3\delta_{23}+....+R_n\delta_{2n}+\delta_{2p}-z_0-a_2 tg\,\theta_0=0\\
&R_1\delta_{31}+R_2\delta_{32}+R_3\delta_{33}+....+R_n\delta_{3n}+\delta_{3p}-z_0-a_3 tg\,\theta_0=0\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&R_1\delta_{n1}+R_2\delta_{n2}+R_3\delta_{n3}+....+R_n\delta_{nm}+\delta_{np}-z_0-a_n tg\,\theta_0=0
\end{aligned} \tag{4.72}$$

$$\sum_1^n R_i = \sum_1^m P_j \tag{4.73}$$

$$\sum_1^n R_i a_i = \sum_n^m P_j a_j \tag{4.74}$$

Coeficienţii δ_{ik} se compun

$$\delta_{ik} = Z_{ik_teren} + Z_{ik_fundatie} \tag{4.75}$$

Deformaţia grinzii produsă de reacţiunea $R_k = 1$, $Z_{ik_fundatie}$, se calculează după metodele din statica construcţiilor:

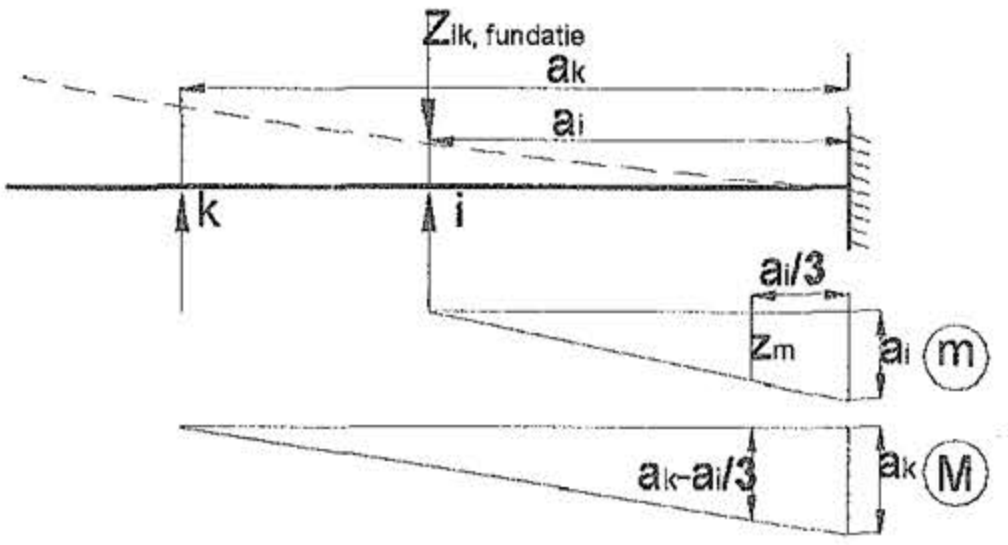


Fig. 4.40. Schema de calcul a deformatei grinzii

$$\int \frac{Mm}{EI} dx = \frac{AriaM \, z_m}{EI} \tag{4.76}$$

în relaţie, Fig. 4.40.:

- aria M este suprafaţa diagramei de momente M pentru grinda încastrată din sistemul de bază solicitată în punctul k de o forţă concentrată egală cu unitatea,
- z_m este ordonata diagramei de moment m, rezultată din aplicarea unei forţe fictive egală cu unitatea în direcţia deplasării $z_{ik_fundatie}$, în punctul i, ordonată măsurată în dreptul centrului de greutate al diagramei M.

Se obţine pentru deformata grinzii de fundare următoarea relaţie de calcul:

$$\frac{E \cdot I}{1 - \nu^2} \cdot Z_{ik_fundatie} = \frac{a_i^2}{2}\left(a_k - \frac{a_i}{3}\right) \tag{4.77}$$

unde: $z_{ik_fundatie} = \frac{c^3}{6} \frac{1-\nu^2}{E \cdot I} \left(\frac{a_i}{c}\right)^2 \left(\frac{3a_k}{c} - \frac{a_i}{c}\right)$ (4.78)

iar c= $\frac{x}{n}$, cu n multiplu întreg de 0.5.

Pentru situaţia în care rapoartele $\frac{a_i}{c}$ respectiv $\frac{a_k}{c}$ sunt multiplii întregi de 0,5, valorile pentru $\left(\frac{a_i}{c}\right)^2\left(\frac{3a_k}{c}-\frac{a_i}{c}\right)$ se regăsesc în Tabelul 4.10.

Tabelul 4.10.

a_i/c a_k/c	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
0.5	0.250	0.625	1.000	1.375	1.750	2.125	2.500	2.875	3.250	3.625
1	-	2.000	3.500	5.000	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.000
1.5	-	-	6.750	10.125	13.500	16.875	20.250	23.625	27.000	30.375
2	-	-	-	16.000	22.000	28.000	34.000	40.000	46.000	52.000
2.5	-	-	-	-	31.250	40.625	50.000	59.375	68.750	78.125
3	-	-	-	-	-	54.000	67.500	81.000	94.500	108.000
3.5	-	-	-	-	-	-	87.750	104.125	122.500	140.000
4	-	-	-	-	-	-	-	128.250	152.000	176.000
4.5	-	-	-	-	-	-	-	-	182.250	212.625
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	250.000

Deformaţia într-un punct i, la distanţa x de un dreptunghi încărcat uniform cu sarcina $p=\frac{1}{B\cdot l}$ având centrul într-un punct k, Fig. 4.41., se calculează cu relaţia:

$$z_{ik,teren}=\frac{1}{\pi}\frac{1-\nu_0^2}{B}\cdot F\left(\frac{x}{l},\frac{B}{l}\right) \tag{4.80}$$

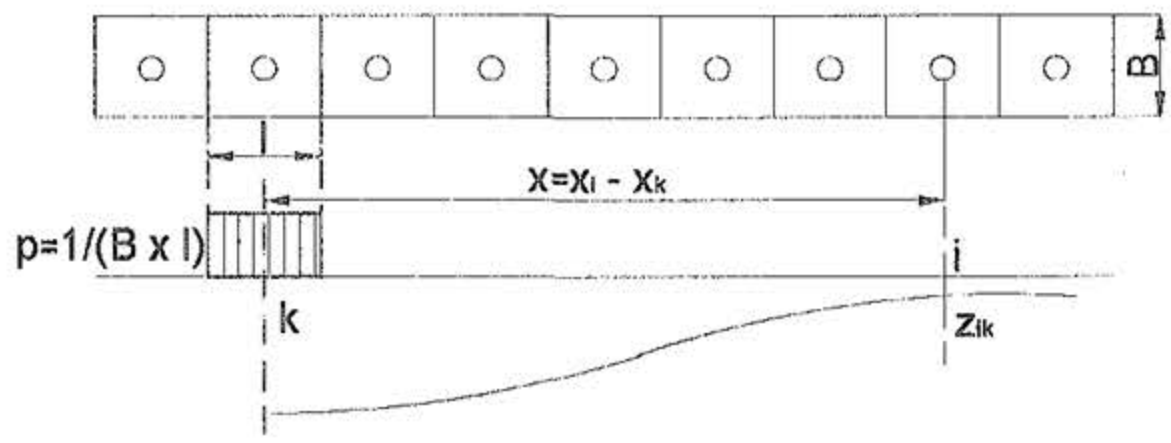


Fig. 4.41. Calculul coeficientului de influenţă

Valorile $F\left(\frac{x}{l},\frac{B}{l}\right)$ pentru $\frac{x}{l}=0\div 20$ şi $\frac{B}{l}=\frac{2}{3}\div 5$ sunt date în Tabelul 4.11.

Înlocuind valorile δ_{ik} în sistemul de ecuaţii se pot determina valorile R_i, i=1÷n cu ajutorul cărora se determină ordonatele în diagramele de forţă tăietoare şi moment încovoietor.

Tabelul 4.11.

$\frac{x}{1}$	$\frac{B}{1}$	F					
		$\frac{B}{1}=\frac{2}{3}$	$\frac{B}{1}=1$	$\frac{B}{1}=2$	$\frac{B}{1}=3$	$\frac{B}{1}=4$	$\frac{B}{1}=5$
0		4.265	3.525	2.406	1.867	1.542	1.322
1	1	1.069	1.038	0.929	0.829	0.746	0.678
2	0.500	0.508	0.505	0.490	0.469	0.446	0.424
3	0.333	0.336	0.335	0.330	0.323	0.315	0.305
4	0.250	0.251	0.251	0.249	0.246	0.242	0.237
5	0.200	0.200	0.200	0.199	0.197	0.196	0.193
6	0.167	0.167	0.167	0.166	0.165	0.164	0.163
7	0.143	0.143	0.143	0.143	0.142	0.141	0.140
8	0.125	0.125	0.125	0.125	0.124	0.124	0.123
9	0.111	-	-	-	0.111	-	-
10	0.100	-	-	-	0.100	-	-
11	0.091	-	-	-	0.091	-	-
12	0.083	-	-	-	0.083	-	-
13	0.077	-	-	-	0.077	-	-
14	0.071	-	-	-	0.071	-	-
15	0.067	-	-	-	0.067	-	-
16	0.063	-	-	-	0.063	-	-
17	0.059	-	-	-	0.059	-	-
18	0.056	-	-	-	0.056	-	-
19	0.053	-	-	-	0.053	-	-
20	0.050	-	-	-	0.050	-	-

4.2.3.5. Modele combinate

Fiecare dintre modelele prezentate anterior, reprezintă anumite proprietăți ale terenului, neglijându-le sau supraestimându-le pe altele. De aceea, folosirea unui model care să fie o combinație între acestea va putea reprezenta mult mai bine proprietățile terenului și comportarea acestuia sub acțiunea sarcinilor exterioare.

Dintre combinațiile cele mai des întâlnite, cea dintre modelul Winkler și modelul Boussinesq este cea mai des folosită. Se simulează astfel o comportare cât mai apropiată de rezultatele încercărilor experimentale ale terenului de fundare.

Pentru a caracteriza comportarea terenului de fundare se inițiază combinarea în paralel a unui resort care redă tasarea mediului Winkler cu un amortizor care redă tasarea mediului Boussinesq.

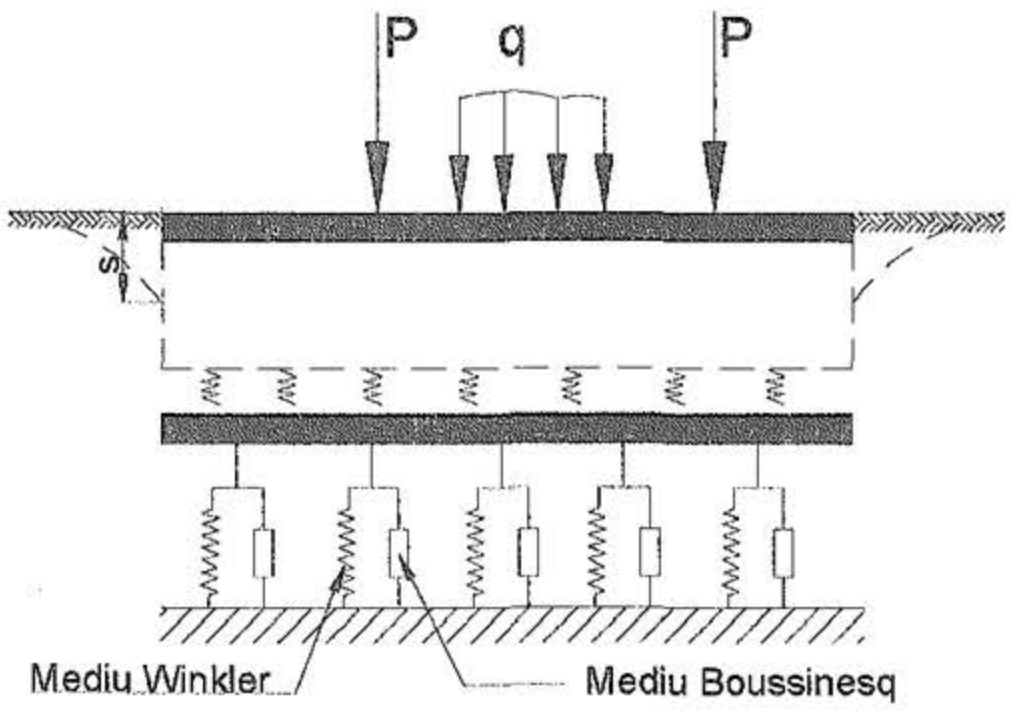


Fig. 4.42. Modelul combinat

Dacă cele două medii se leagă în paralel, tasarea în fiecare punct al celor două medii va fi egală cu tasarea mediului combinat, după relația:

$$S = S_k = S_E \tag{4.81}$$

Fie $p_k = \lambda p$, partea din încărcare preluată de mediul Winkler și $p_E = (1-\lambda)p$, cea preluată de mediul Boussinesq. Exprimând relația (4.81) pentru o fundație pătrată, avem:

$$\frac{\lambda \cdot p}{k_v} = \frac{(1-\lambda)\cdot p \cdot b \cdot (1-\nu^2)}{E_0}\omega \tag{4.82}$$

din care rezultă coeficientul: $\lambda = \dfrac{1}{1+\dfrac{E_0}{k_v(1-\nu_0^2)\omega \cdot b}}$ (4.83)

Înlocuind pe λ în expresia tasării se obține valoarea tasării medii a modelului combinat:

$$s_{med} = \frac{p \cdot b}{k_v + \dfrac{1}{(1-\nu_0^2)\omega}} \tag{4.84}$$

Pentru o fundație dreptunghiulară cu laturile axb se obține, pentru coeficientul λ, relația:

$$\lambda = \frac{1}{1+\frac{E_0}{k_v}\cdot\frac{1}{(1-\nu_0^2)\omega\sqrt{\alpha}}-\frac{1}{b}} \tag{4.83}$$

unde $\alpha = a/b$.

4.2.4. Factori de influenţă asupra diagramei de presiuni sau momente încovoietoare

a. Influența metodei de calcul asupra diagramelor de presiuni de contact și a momentelor încovoietoare

Adoptarea uneia dintre metodele de calcul a grinzilor continue pe mediu deformabil (elastic) poate conduce la obținerea unor diferențe pentru presiunile de contact și momentele încovoietoare.

Considerând grinda continuă cu două deschideri, Fig. 4.43. se prezintă valoarea momentului încovoietor în lungul grinzii, pentru grinda elastică / rigidă, calculată cu adoptarea uneia dintre cele trei metode de calcul: metoda aproximativă (metoda trapezului), metoda coeficientului de pat și metoda teoriei elasticității

Din analiza variației momentelor încovoietoare se desprind următoarele concluzii:

- Metoda simplificată, dă valori ale lui M care se abat foarte mult de la cele obținute prin MCP și MTE. Este posibil să apară și modificări în ceea ce privește semnul momentelor,
- MCP și MTE dau valori aproximative ale valorilor momentelor încovoietoare pentru cazul grinzilor elastice, dar valori diferite în calculul grinzilor rigide.

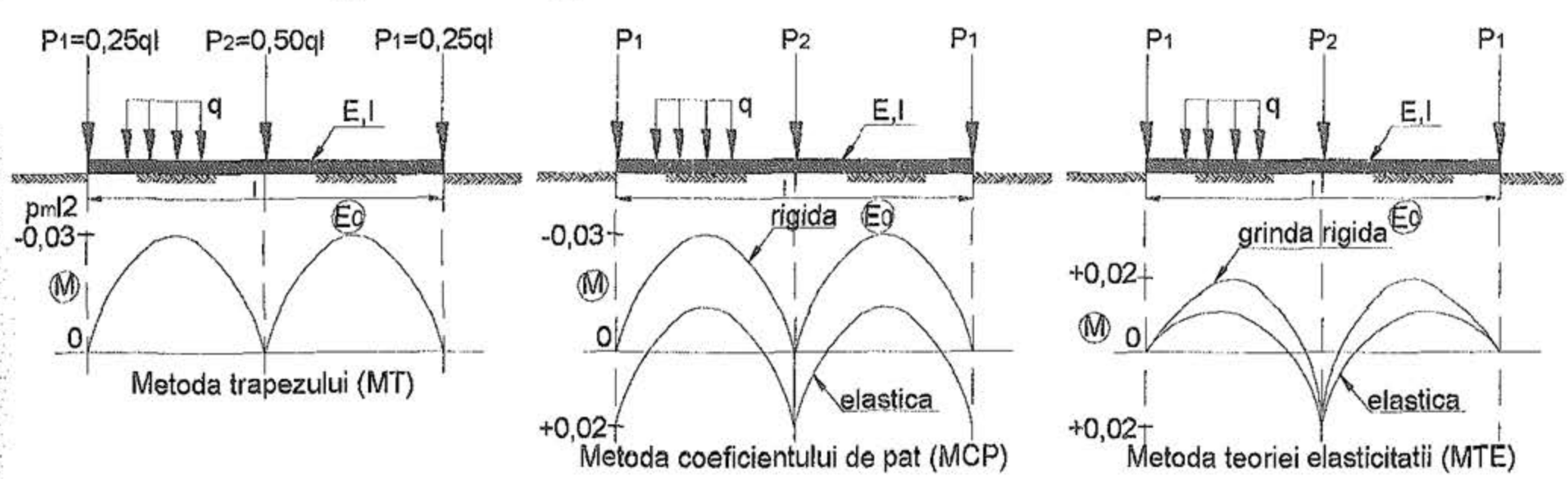


Fig. 4.43. Grindă pe mediu elastic. Diagrame de momente încovoietoare

Așa cum se vede în Fig. 4.43 apare o incertitudine privind ridicarea corectă a armăturii. De aceea se dispune la partea inferioară și superioară a

grinzii de fundare cel puțin 30% din armătura longitudinală, în zonele cele mai puțin solicitate.

În lipsa unor informații certe asupra caracterului valorilor obținute soluția cea mai corectă ar fi calculul diagramelor de momente după cel puțin două metode (MCP, MTE) și luarea în calculul de proiectare a valorilor acoperitoare.

b. Influența consolelor asupra distribuției presiunilor de contact și a momentelor încovoietoare

O influență importantă, în special asupra distribuției momentelor încovoietoare o are consola. Influența executării consolelor este mai importantă la terenurile de fundare moi. Adoptarea unei valori prea mari a lungimii consolei poate duce la valori mari ale momentului încovoietor pe primul reazem, de aceea valoarea optimă a lungimii consolei este aceea pentru care valoarea momentului încovoietor pe primul reazem este egală cu valoarea momentului încovoietor maxim pe prima deschidere. Din această condiție se recomandă adoptarea unei lungimi a consolei $l_c = (0,2 \div 0,5) l_1$.

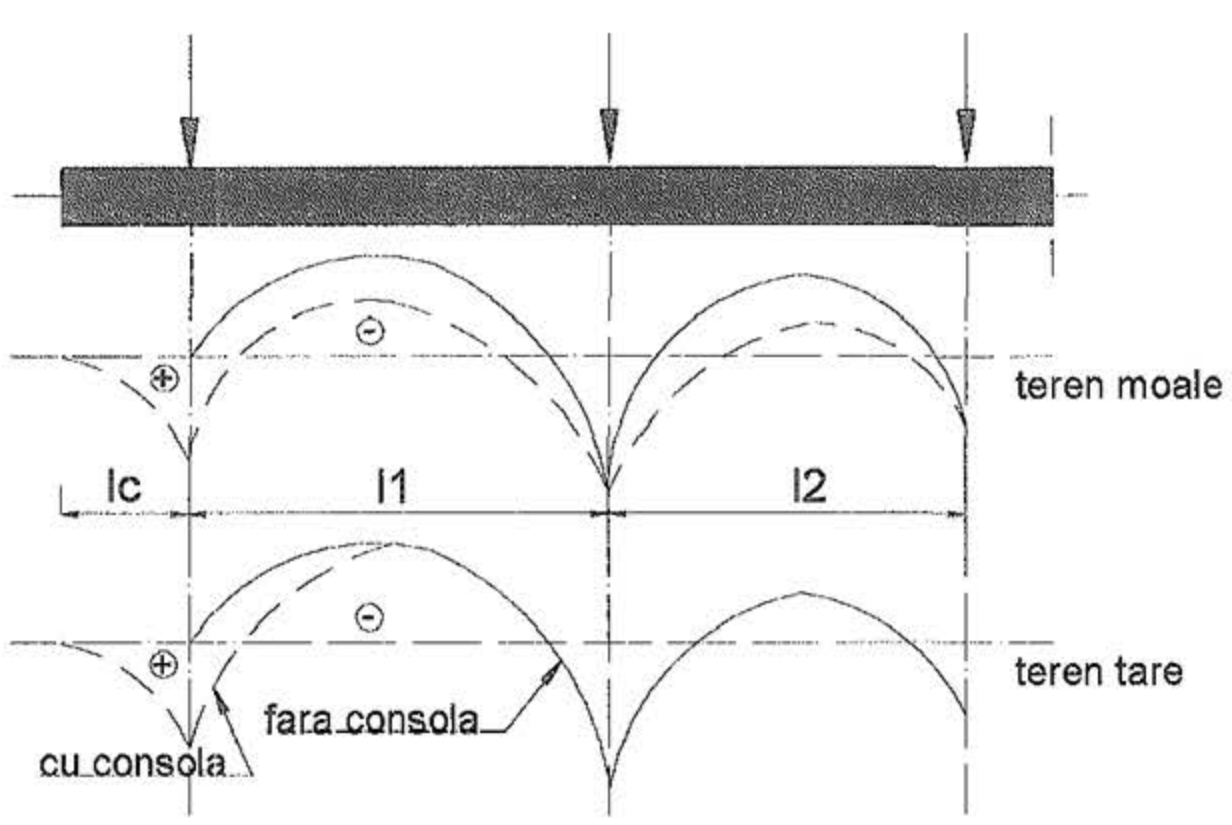


Fig. 4.44. Influența consolelor asupra distribuției momentului încovoietor

5. FUNDAȚII PREFABRICATE

La realizarea fundațiilor continue sau izolate există posibilitatea executării lor din elemente prefabricate. Înafara soluției de realizare a paharului fundației pahar ca și element prefabricat, Fig. 3.70. și Fig. 3.71., acestea pot fi realizate și ca elemente izolate prefabricate, tip casetă, Fig. 5.1.

O altă soluție posibilă pentru fundațiile tip grindă pe două direcţii este realizarea lor din două sau mai multe elemente prefabricate izolate, Fig. 5.2.

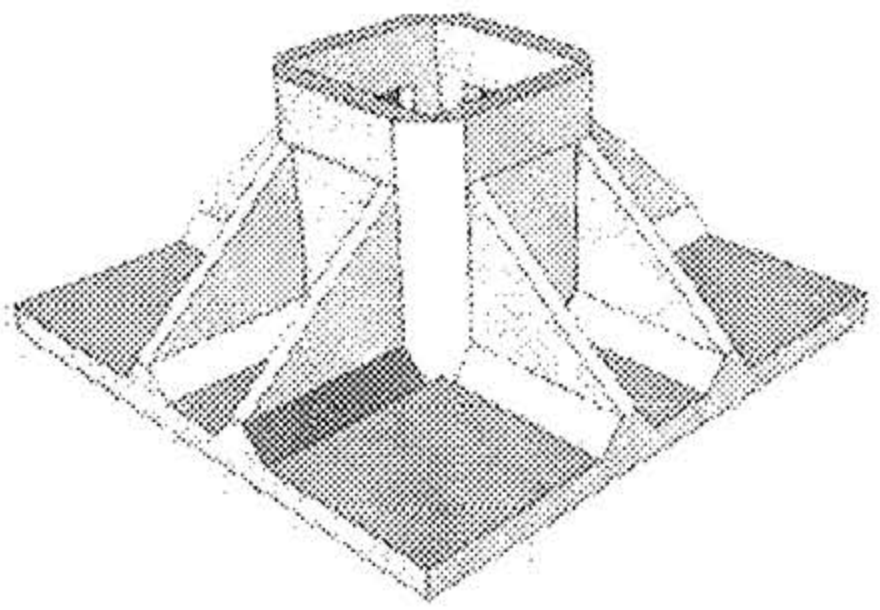


Fig. 5.1. Fundaţii prefabricate tip casetă

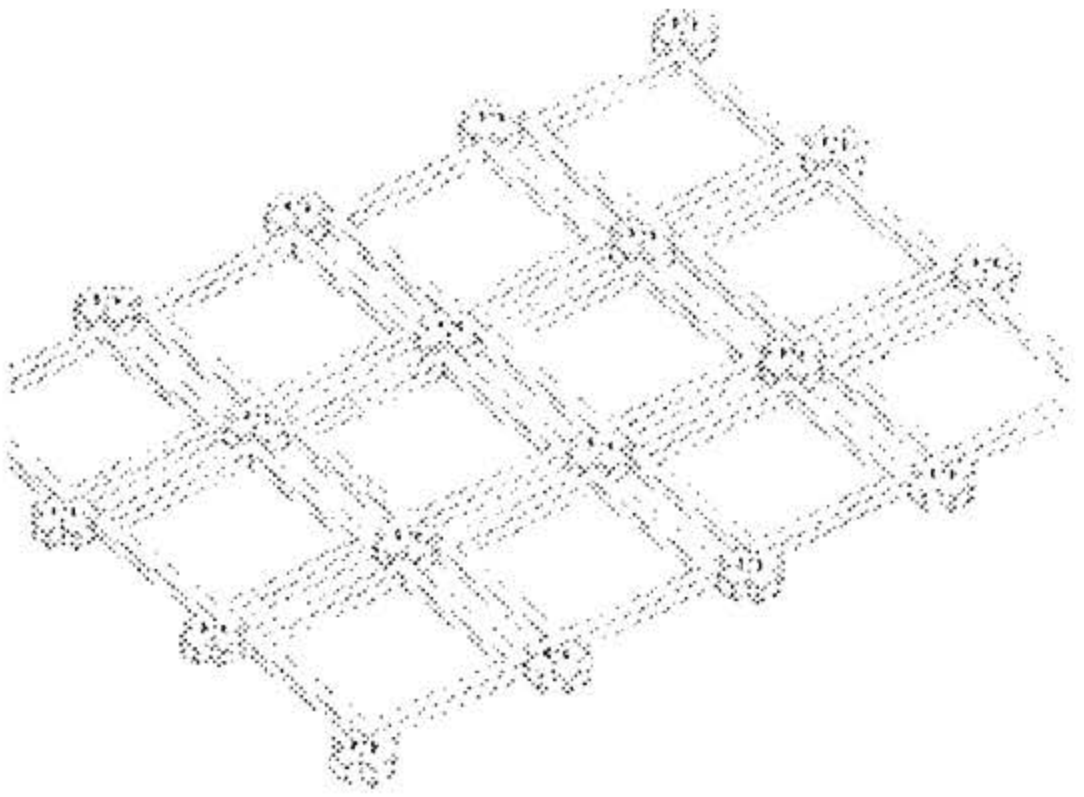


Fig. 5.2. Fundații integral prefabricate

Se pot realiza fundații continue din elemente prefabricate și din două elemente: talpă din element prefabricat şi grindă prefabricată de secţiune dreptunghiulară sau U, Fig. 5.3.

Fig. 5.3. Fundații cu pahar prefabricat din două elemente

O soluție mixtă, în care blocul de beton este executat monolit, iar paharul din două elemente prefabricate, dintre care una executată împreună cu stâlpul de beton armat prefabricat, este prezentată în Fig. 5.4.

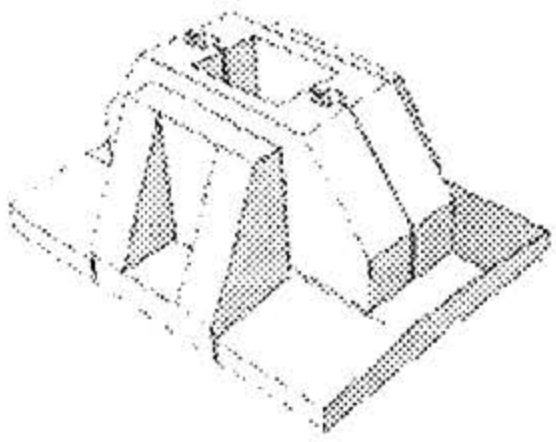


Fig. 5.4. Fundaţii continue din elemente prefabricate

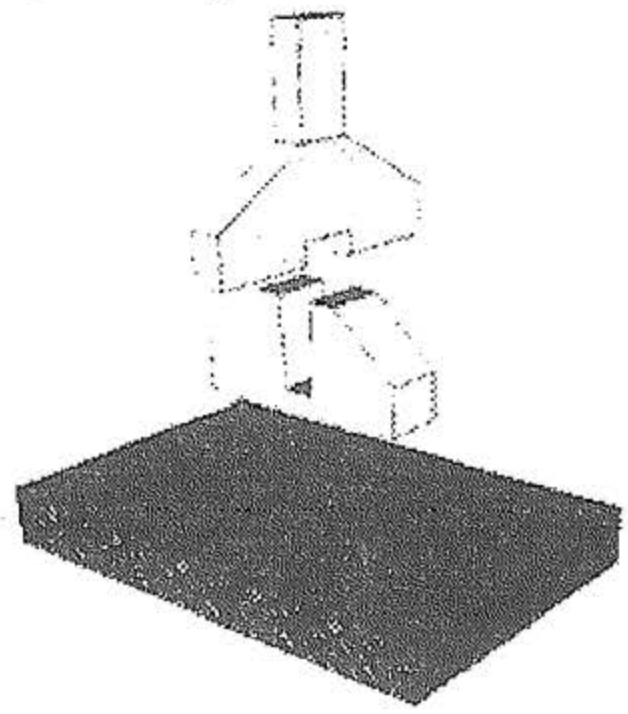


Fig. 5.5. Fundaţie încrucişată cu cuzinet prefabricat

Există și posibilitatea realizării fundațiilor continue pe două direcții cu elemente izolate prefabricate în noduri și grinzi monolite de legătură, Fig. 5.5.

Pentru fundațiile continue sub pereții subsolului există posibilitatea realizării lor din sisteme prefabricate: tălpi continue prefabricate sau monolite și cutii spațiale prefabricate pentru pereții subsolului, Fig. 5.6.

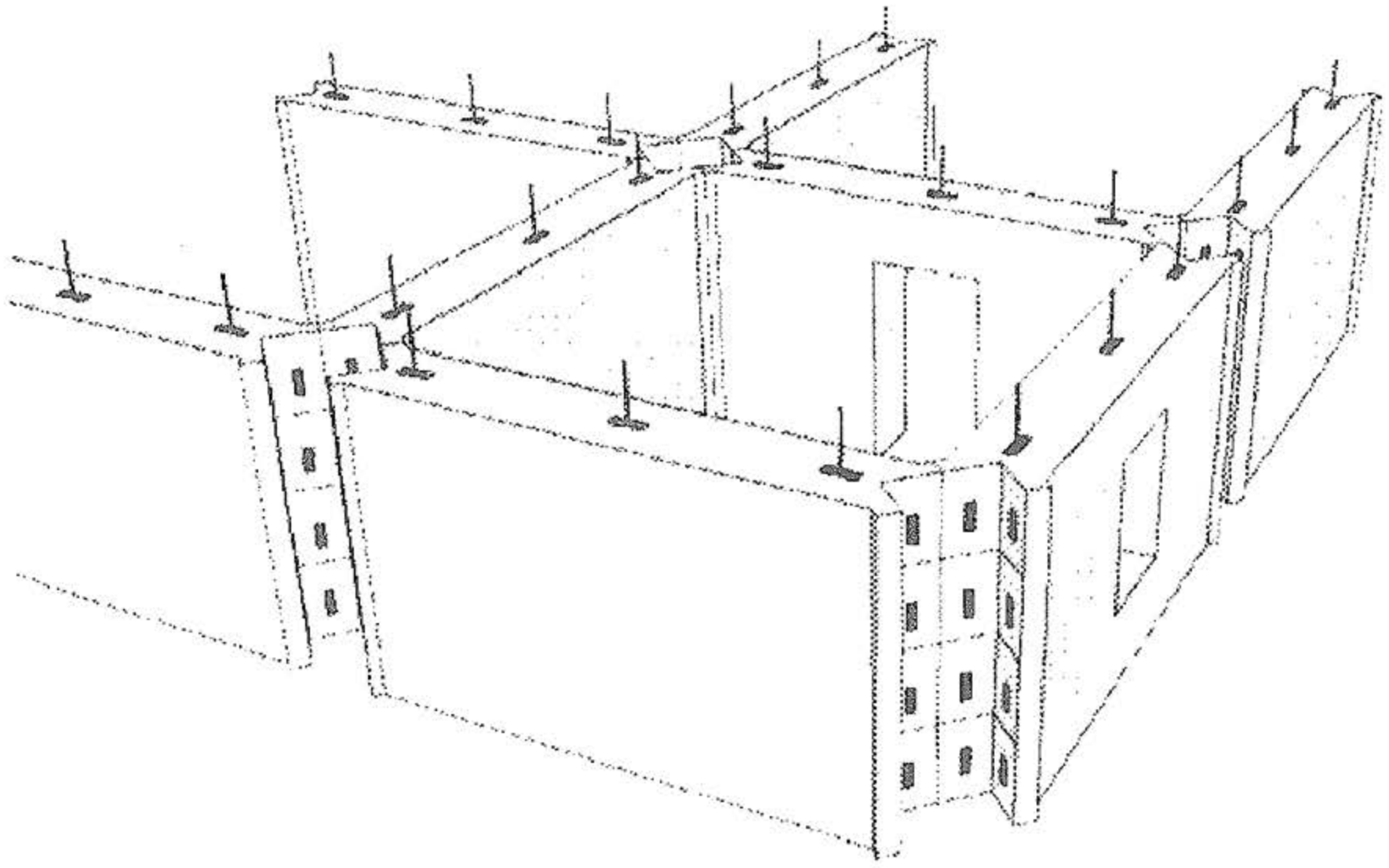


Fig. 5.6. Elemente de infrastructură prefabricate

6. PROIECTAREA RADIERELOR DE BETON ARMAT

6.1. Alcătuire generală şi domenii de aplicare

Fundaţiile tip radier general sunt realizate ca un planşeu întors de beton armat dezvoltat pe întreaga suprafaţă construită.

Această soluţie de fundare este impusă de următoarele condiţii:

a. Terenuri de fundare, cu capacitate portantă scăzută care impun suprafeţe mari ale tălpii fundaţiei, Fig. 6.1.

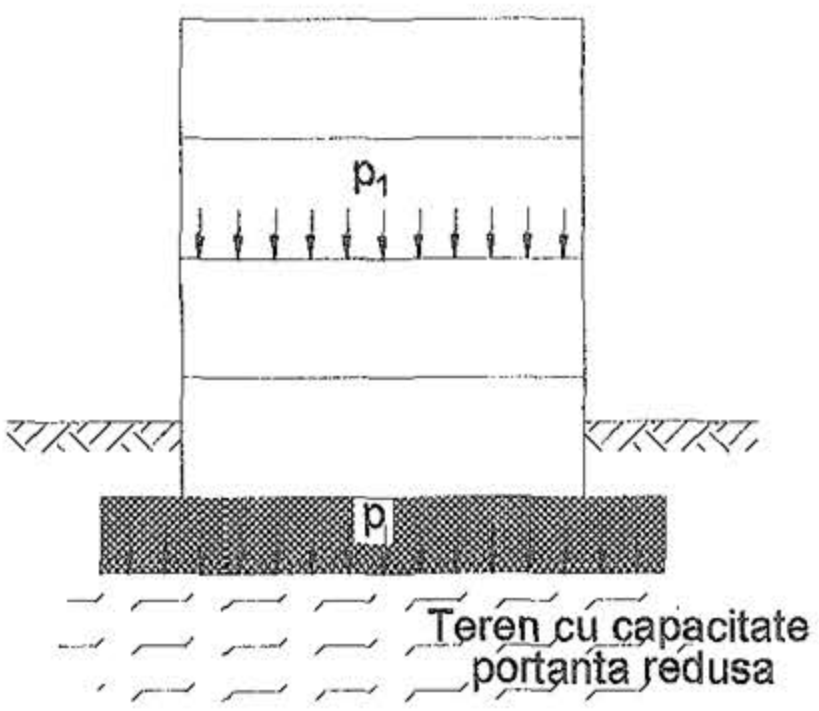


Fig. 6.1. Teren cu capacitate portantă redusa

În cazul structurilor care includ stâlpi numeroşi, aşezaţi la distanţe mici unii faţă de alţii este posibil ca suprafaţa în plan a tălpilor fundaţiilor să depăşească 50% din suprafaţa totală construită. În acest caz, de regulă, adoptarea unui radier este mai economică. În general se poate considera o încărcare pe nivel de 15 KPa şi de 20 KPa pentru subsol, ceea ce ar conduce la o valoare de ≈ 100 KPa pentru o clădire cu S+P+4E. Dacă, capacitatea portantă a terenului de fundare este p_{acc} ≈ 100kPa, singura soluţie posibilă este executarea unei fundaţii pe radier general. Şi în acest caz, însă, dacă tasarea maximă calculată atinge valoarea de 5 – 7 cm, tasările diferenţiate apar cu valori care induc în structură solicitări suplimentare şi care trebuie luate în considerare la proiectarea elementelor structurii (suprastructură, radier).

Pentru reducerea tasărilor diferenţiale, la valori acceptabile, se recomandă folosirea unei perne de balast sub talpa radierului (≥ 80 cm + blocaj piatră „cap berbec"). Calculul grosimii pernei nu se face după metoda din Capitolul 9 , ea neavând rol de disipare a tensiunilor verticale din terenul de fundare, ci numai de uniformizare a tasărilor.

b. Terenuri cu stratificaţie neomogenă, neuniformă, care vor produce tasări diferenţiale importante, Fig. 6.2.

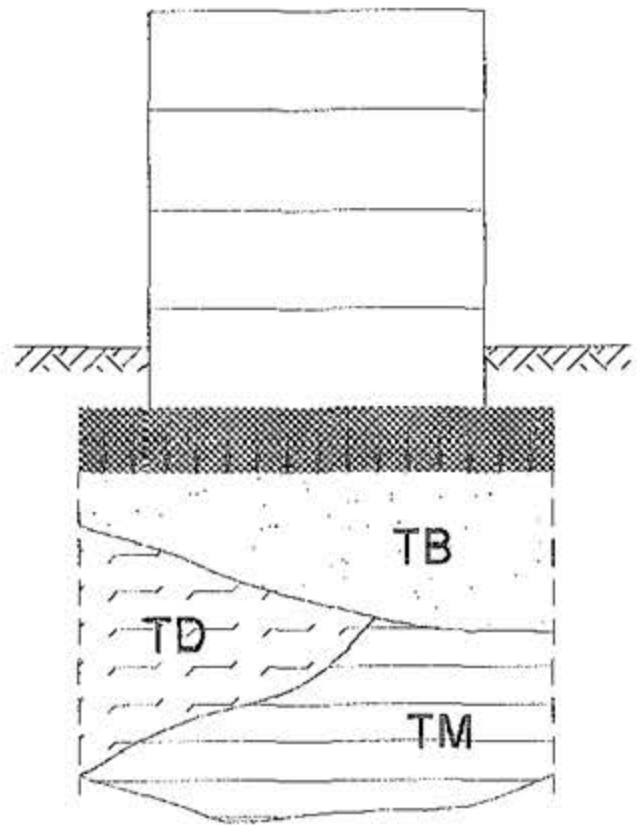


Fig. 6.2. Radier general peste terenuri stratificate

c. Terenuri cu nivel al apelor subterane ridicat, caz în care radierul este necesar pentru impermeabilizarea subsolului, realizându-se o cuvă închisă, izolată.

Problema impermeabilităţii în acest caz este asigurarea unei etanşeităţi a radierului. Zona cea mai delicată este în acest caz zona de colţ şi a rosturilor de tasare (stâlpi gemeni) la care soluţia de izolare necesită o analiză specială.

La radierele cu găuri în placă, rezolvarea unei izolaţii orizontale este mai dificilă, deoarece plasarea ei sub talpa radierului, structural poate conduce la degradarea ei în timpul tehnologiei de turnare şi montare a armăturii. În această situaţie apare posibilitatea executării unui radier cu grindă întoarsă, Fig. 6.3.

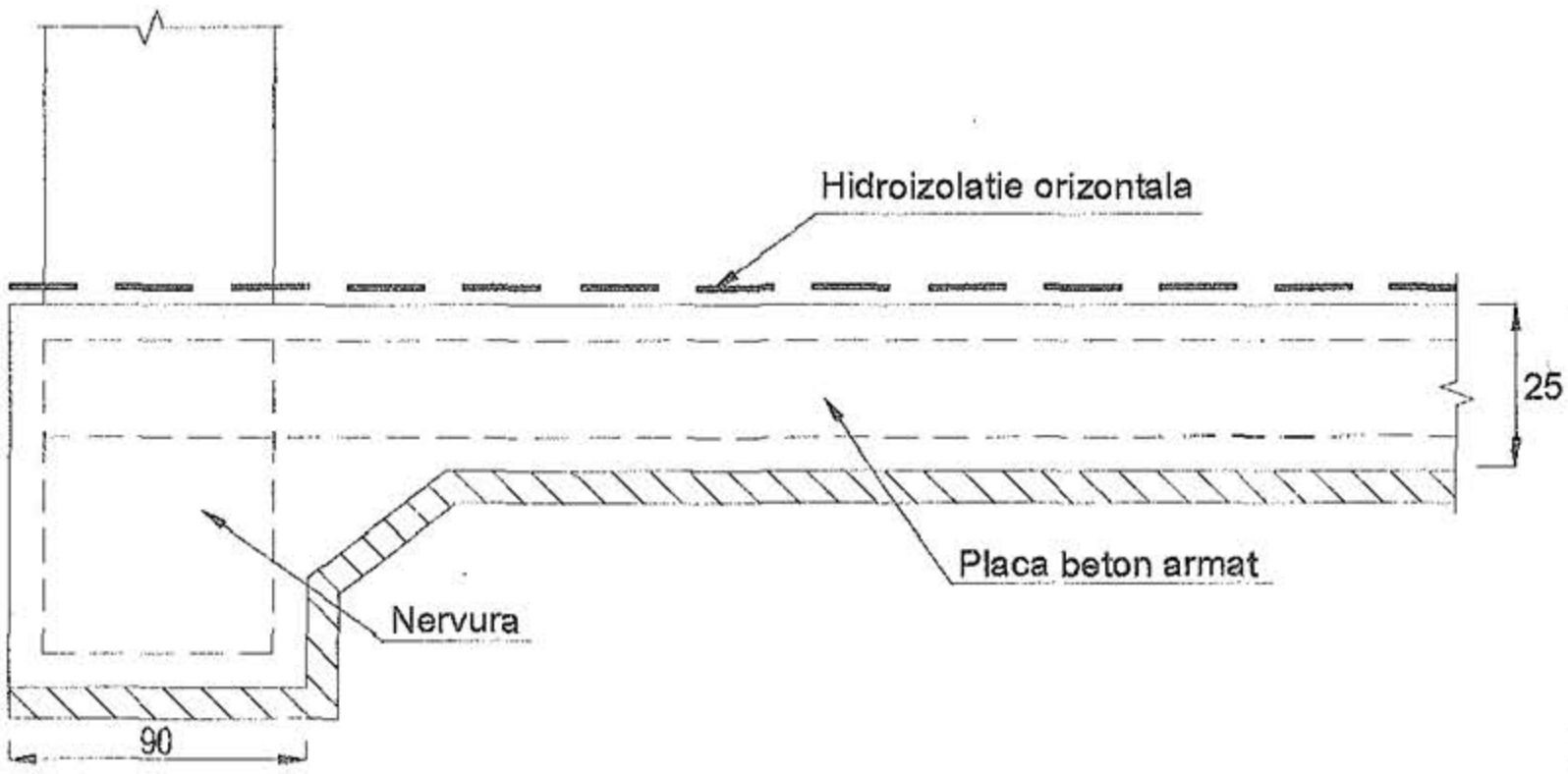


Fig. 6.3. Radier cu grindă întoarsă

d. Structură cu stâlpi sau pereţi structurali deşi, caz în care proiectarea unor fundaţii izolate ar duce la atingerea sau suprapunerea lor, deci realizarea practic a unei plăci continue, Fig. 6.4.

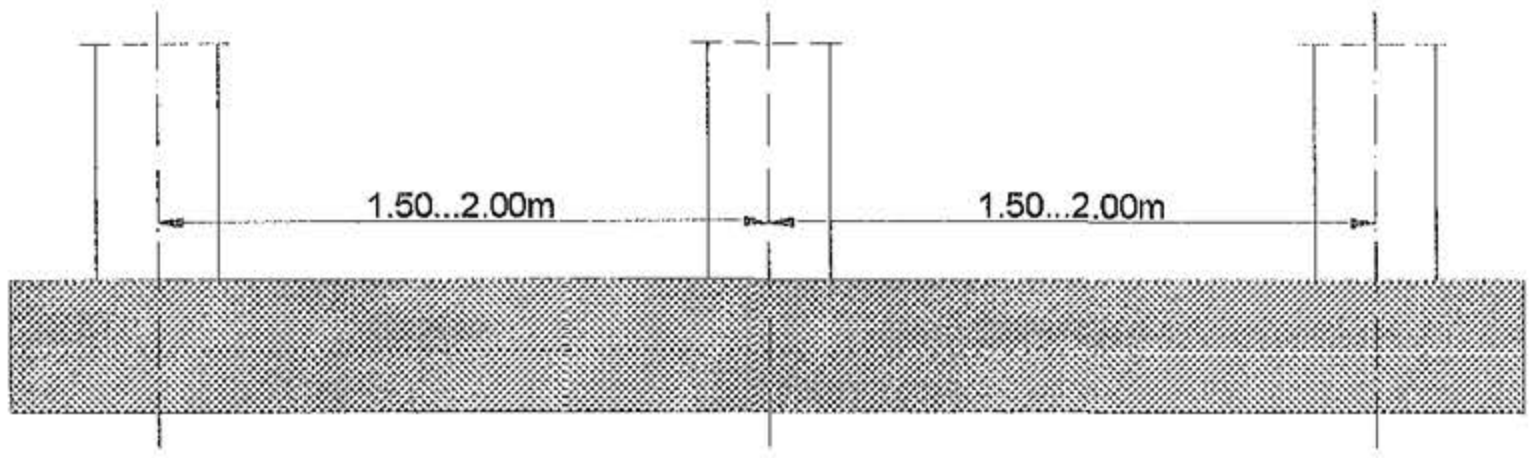


Fig. 6.4. Radier general

e. Necesitatea realizării unei foarte bune rigidizări a infrastructurii: placa de la cota ±0.00 şi pereţii subsolului vor alcătui o cutie închisă de mare rezistenţă şi rigiditate ce asigură transmiterea încărcărilor la teren.

La construcţii înalte şi foarte înalte, cu mai mult decât parter şi 10 etaje, care transmit încărcări importante la teren.

f. La construcţiile industriale (coşuri de fum, turnuri de apă etc.), care transmit încărcări mari pe suprafeţe mici.

Din punct de vedere funcţional, radierele sunt:

1. Radiere de rezistenţă: preiau încărcările exterioare, transmise la nivelul fundaţiei.

2. Radiere pentru impermeabilizarea subsolului, care împiedică accesul apei subterane la subsolul funcţional, când nivelul apei subterane este deasupra nivelului bazei subsolului. Au rol de rezistenţă şi de suport pentru hidroizolaţie.

Radierele generale se pot realiza:

– Direct pe terenul natural,

– Prin interpunerea între terenul natural şi radier a unei perne de balast cu rol de uniformizare a tasărilor.

Perna de balast poate să nu aibă grosime constantă, ci variabilă, funcţie de stratificaţia terenului, astfel încât tasarea efectivă pe suprafaţa construcţiei să fie apropiată.

Atunci când pachetul de straturi compresibile are o grosime limitată, pot fi analizate două soluţii, Fig. 6.5.a. și b.

a. Înlocuirea completă a terenului slab cu o pernă de balast/piatră spartă şi executarea unui radier general,

b. Executarea unei perne de balast cu grosime limitată, determinată din condiţia de tasare/diferenţa de tasare.

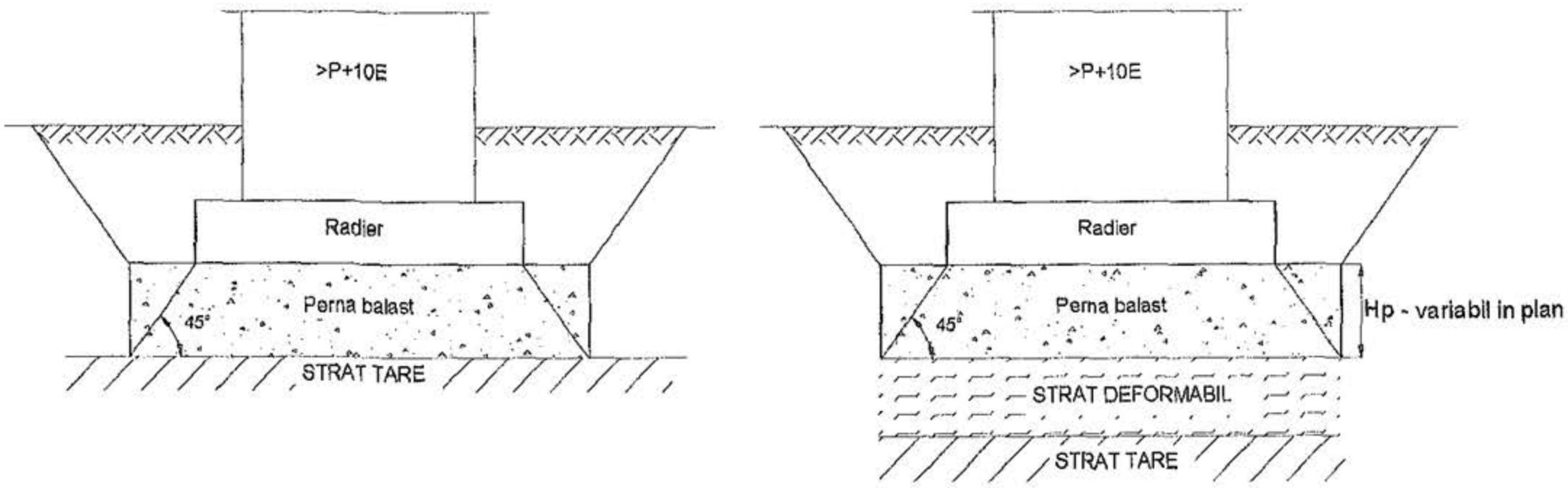


Fig. 6.5. Radier cu pernă de balast

Radierele generale se pot realiza în următoarele soluţii:

– Radier general tip dală groasă, la care elementele verticale (stâlpi sau pereţi structurali) sunt rezemaţi direct pe acesta. Acesta poate fi cu grosime constantă sau cu grosime variabilă, Fig. 6.6.a. şi b.

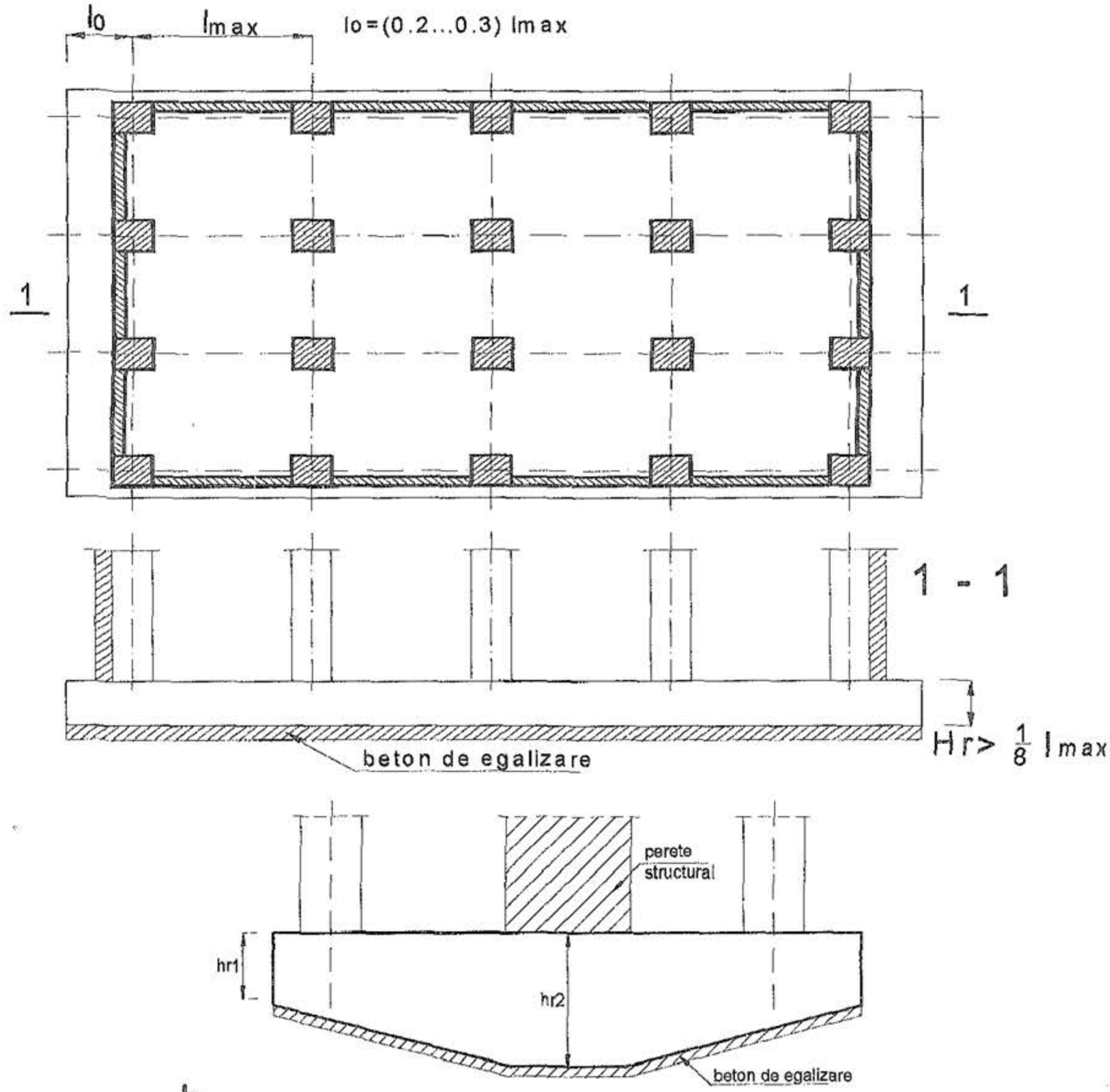


Fig. 6.6. Radier tip dală groasă

– Radier general tip planşeu ciupercă, Fig. 6.7.,

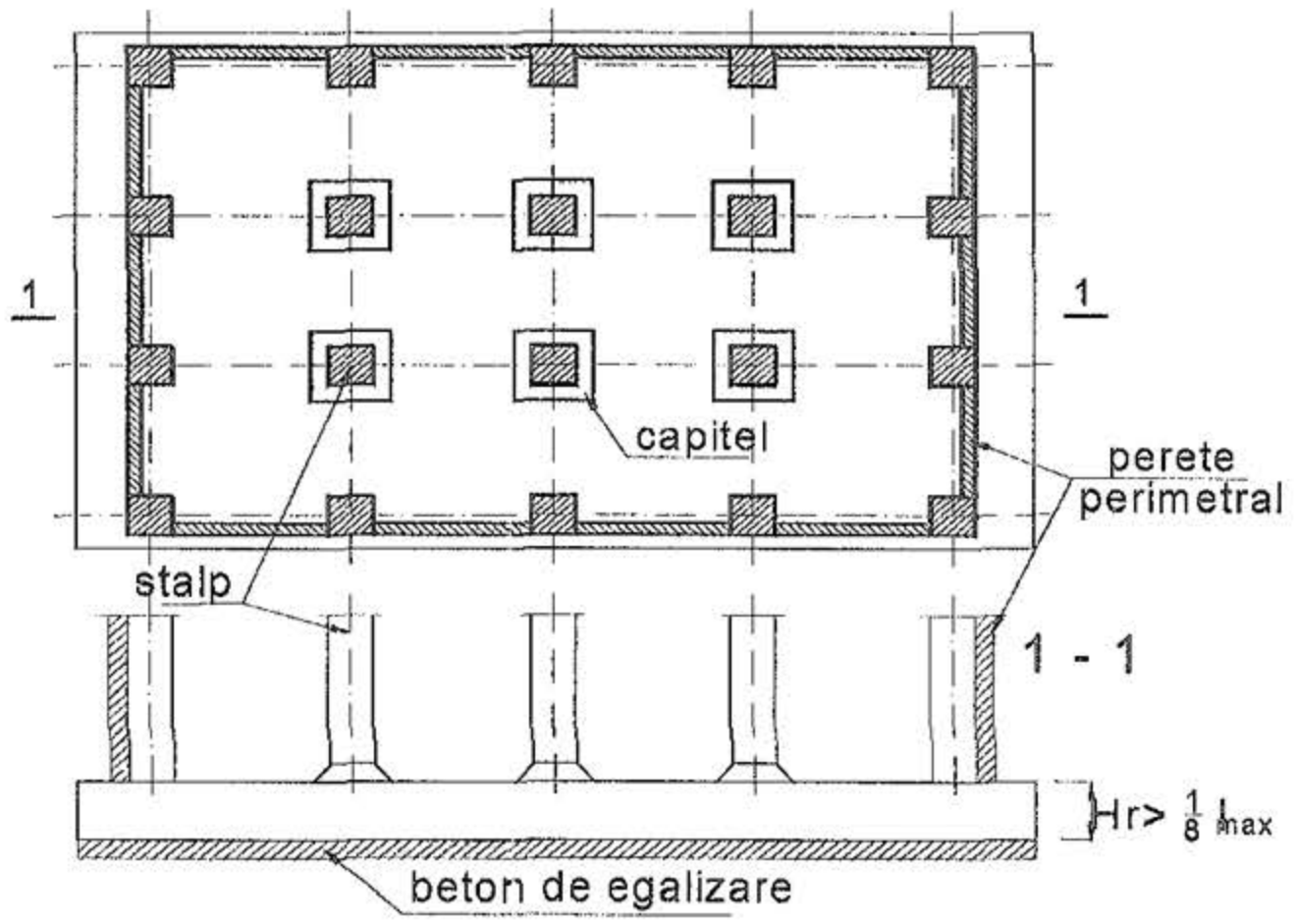


Fig. 6.7. Radier general tip planşeu ciupercă

– Radier tip dală groasă şi grinzi pe una sau două direcţii, Fig. 6.8.

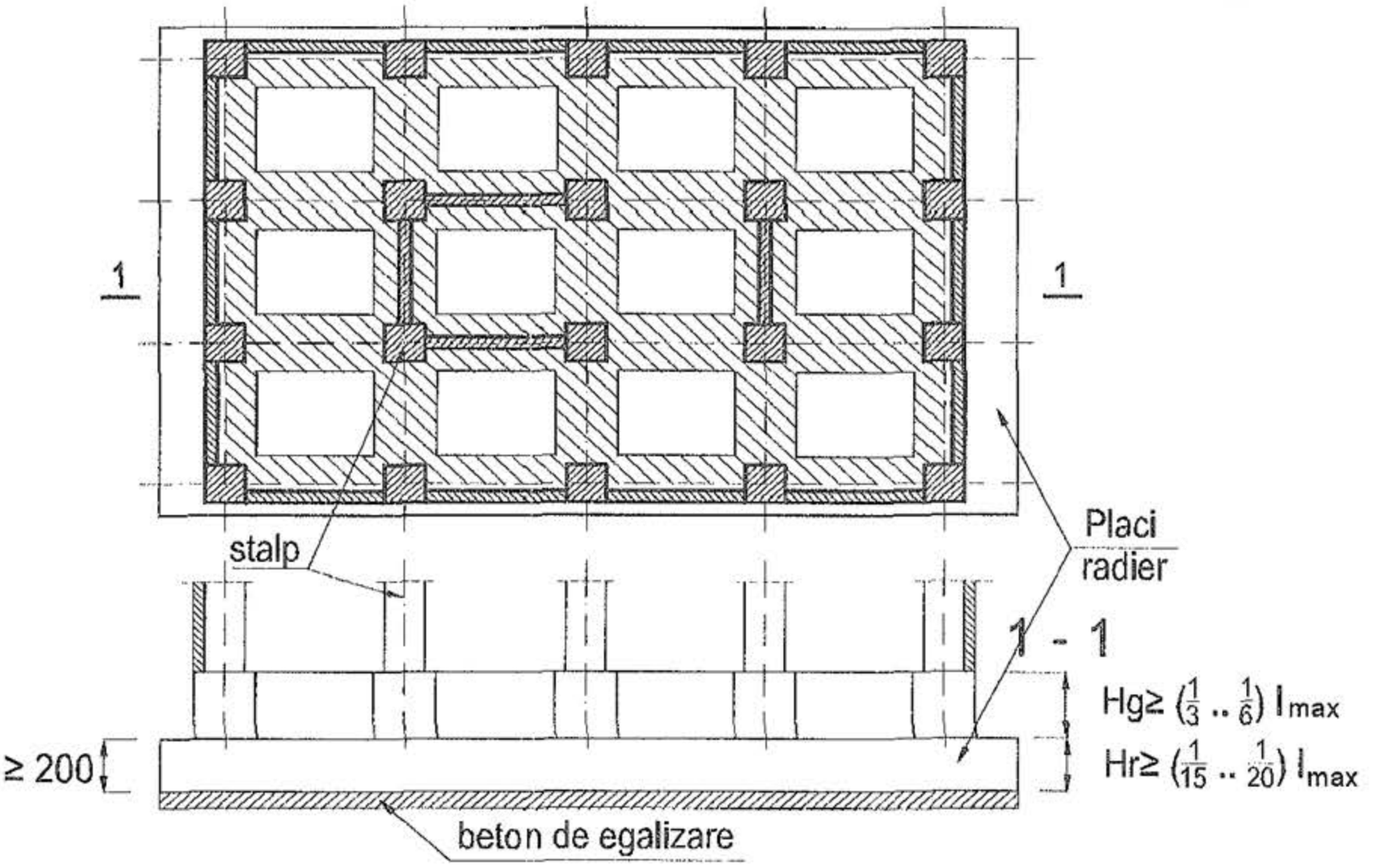


Fig. 6.8. Radier general tip dală si grinzi

Se recomandă alegerea înălţimii grinzii (h_g) şi a plăcii radierului (h_r) conform relaţiilor:

$$\frac{h_g}{l_{\max}} = \frac{1}{3} \div \frac{1}{6}, \quad \frac{h_r}{l_{\max}} = \frac{1}{15} \div \frac{1}{20}, \tag{6.1}$$

dar: $h_r \geq 20cm$.

Se recomandă ca grinzile să fie mai late decât stâlpii, astfel încât armăturile din stâlp să treacă cu ușurință printre armăturile din radier.

– Radier tip dală groasă şi grinzi întoarse, Fig. 6.9.

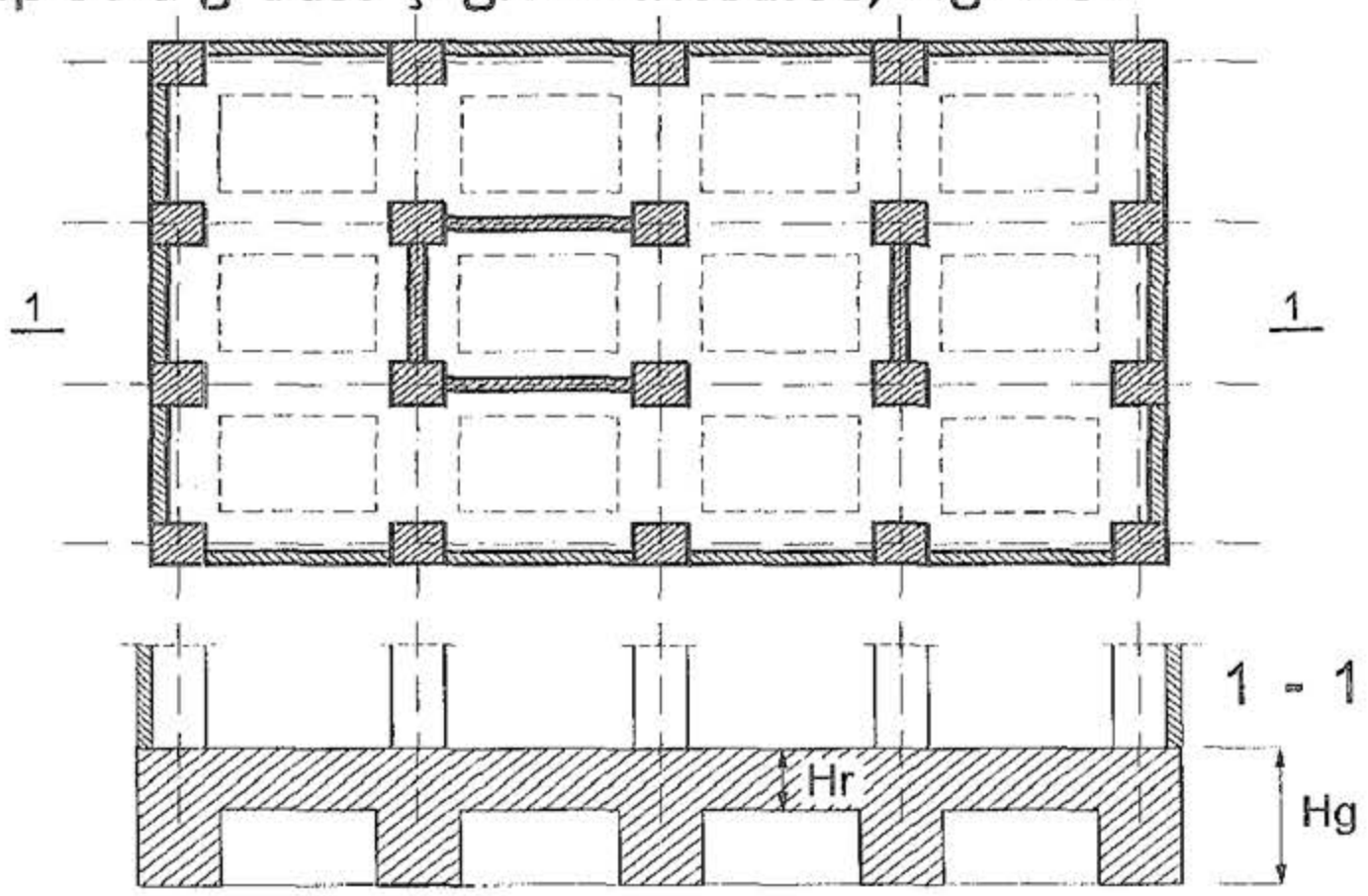


Fig. 6.9. Radier tip dală groasă şi grinzi întoarse

– Radier general alcătuit din două planşee solidarizate între ele prin intermediul unor grinzi dispuse pe două direcţii, tip cutie închisă, Fig. 6.10.,

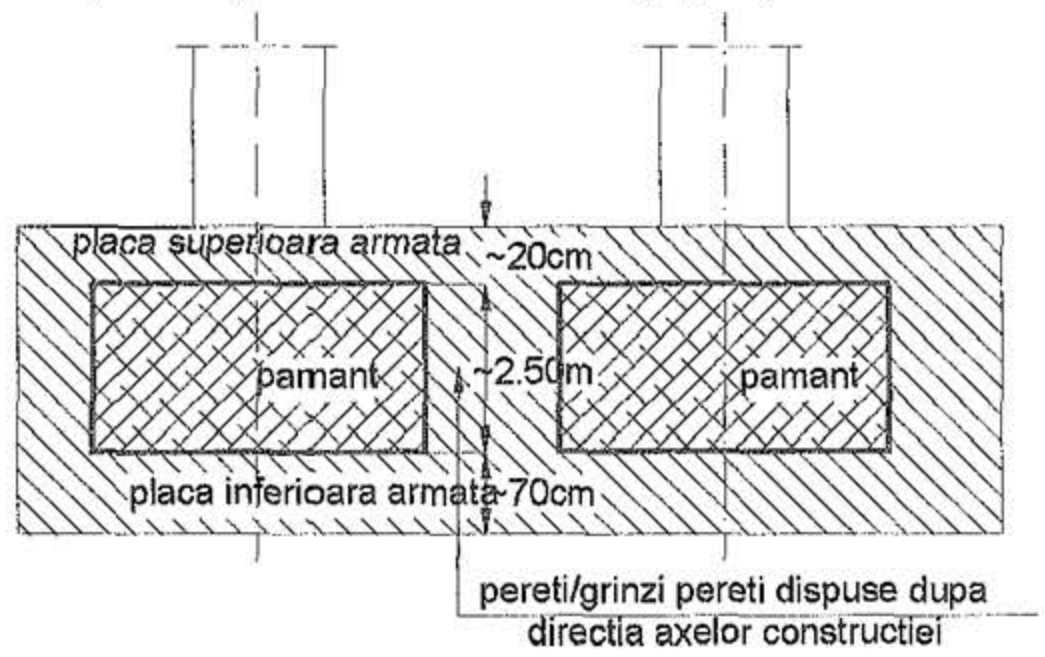


Fig. 6.10. Radier tip cutie închisă

– Radier general pentru vecinătăţi cu clădiri sensibile la tasare, cu retragere în plan Fig. 6.11.,

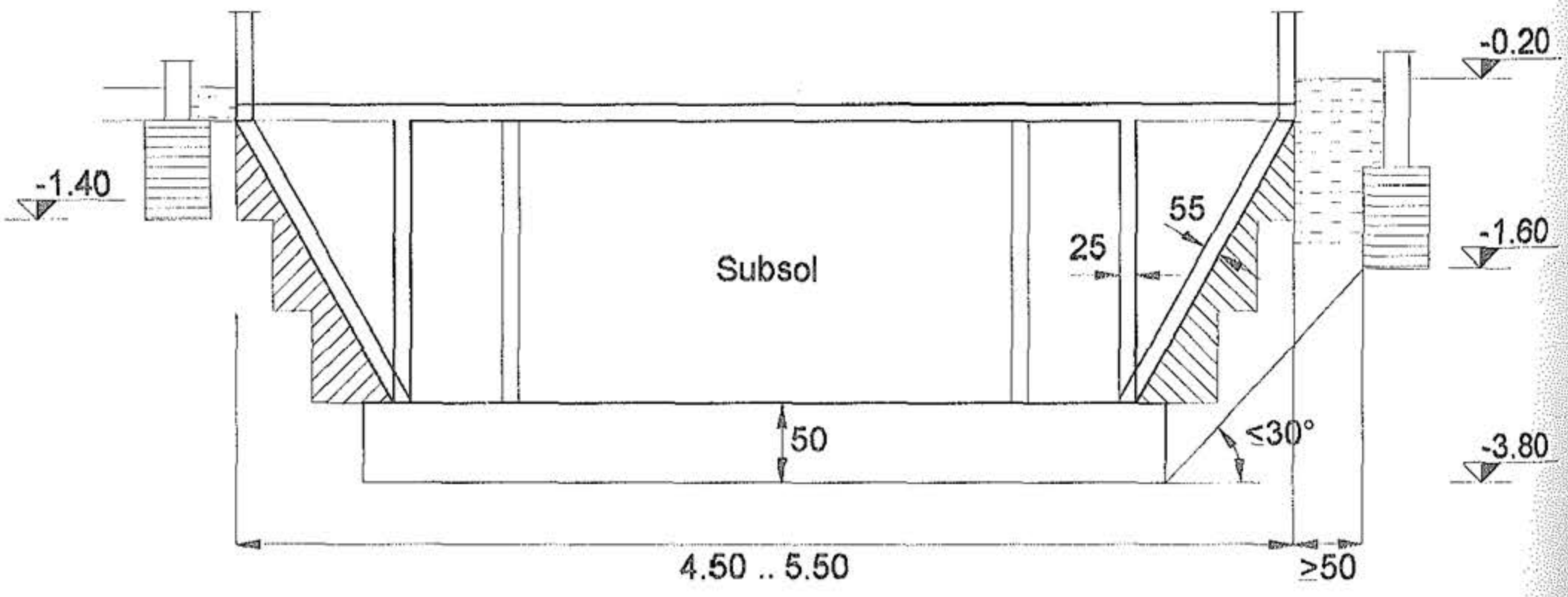


Fig. 6.11. Radier general pentru clădiri din vecinătate slabe

– Pentru structuri ușoare (metal), rezemate pe terenuri compresibile (argilă mâloasă, neagră, cu materiale organice etc.) pot fi realizate sisteme de noduri cu rigidizări longitudinale perimetrale având un blocaj de piatră spartă (500mm), Fig. 6.12.

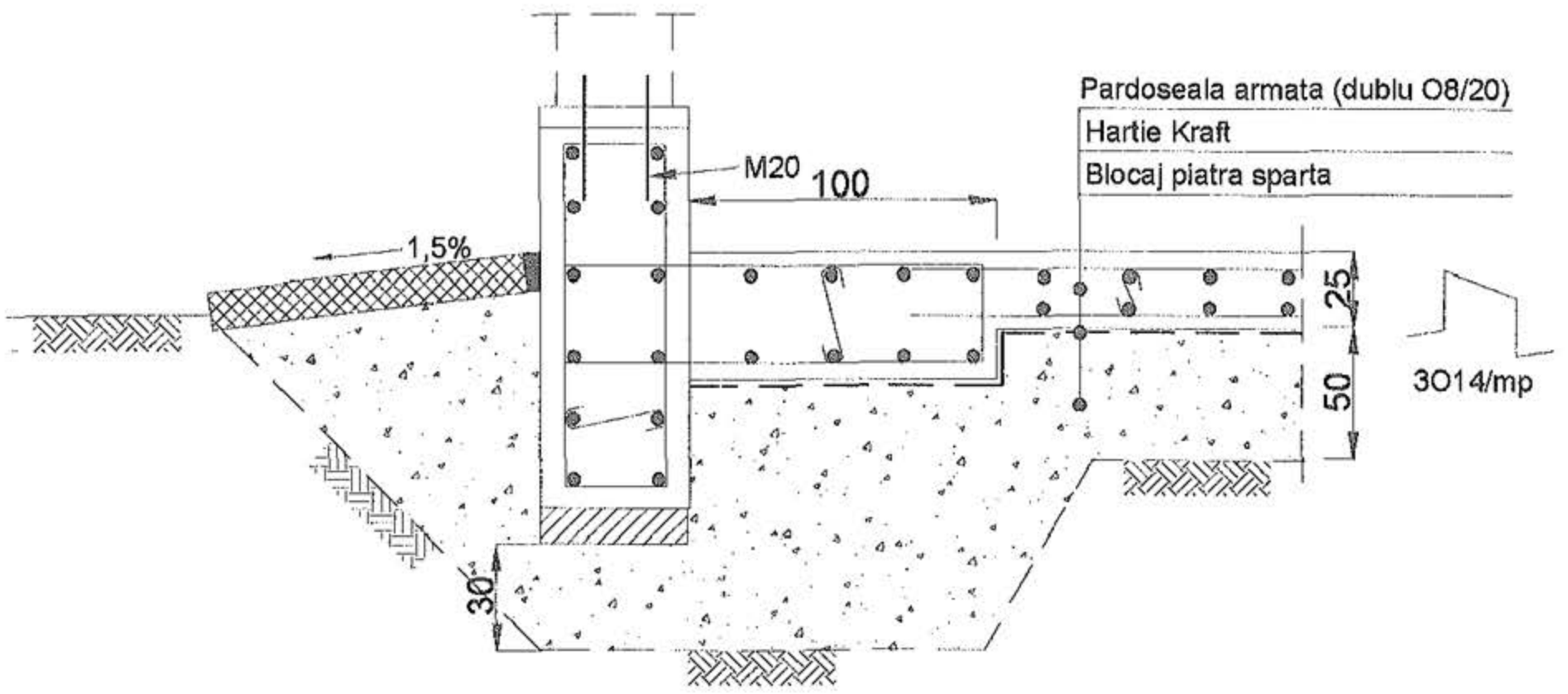


Fig. 6.12. Radiere cu consolidări perimetrale

– Radier general pentru hidroizolarea subsolului, Fig. 6.13.

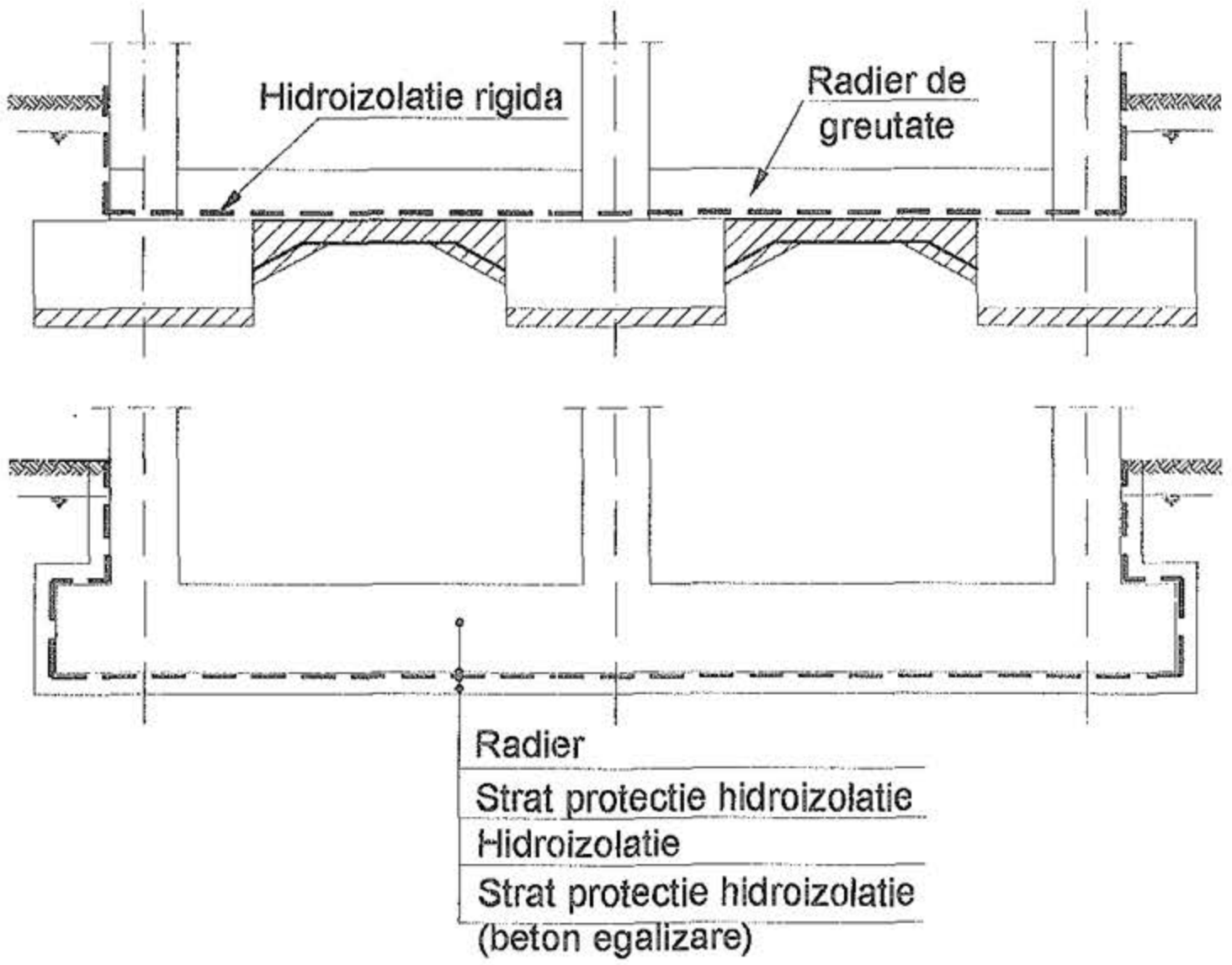


Fig. 6.13. Radier general pentru hidroizolarea subsolului

O problemă importantă în cazul situării tălpii radierului sub nivelul apei subterane este izolarea cutiei subsolului. Soluția de izolare a subsolului constă în prevederea unui strat izolant care să îmbrace radierul la partea exterioară, Fig. 6.14.

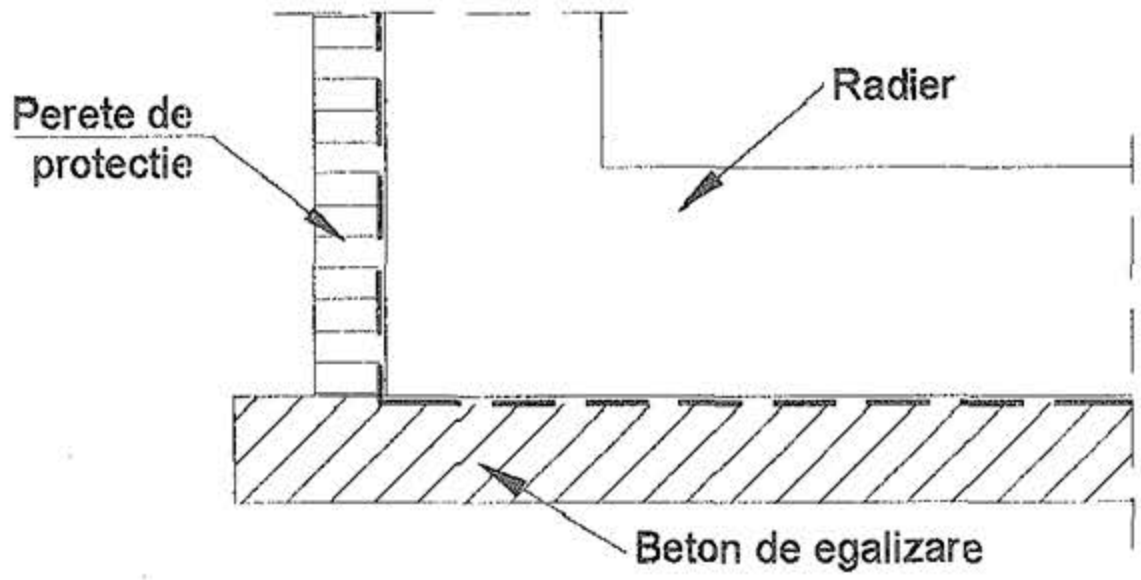


Fig. 6.14. Hidroizolarea radierelor generale

O soluție posibilă este și prevederea izolației la fața interioară a radierului de beton armat, Fig. 6.15.

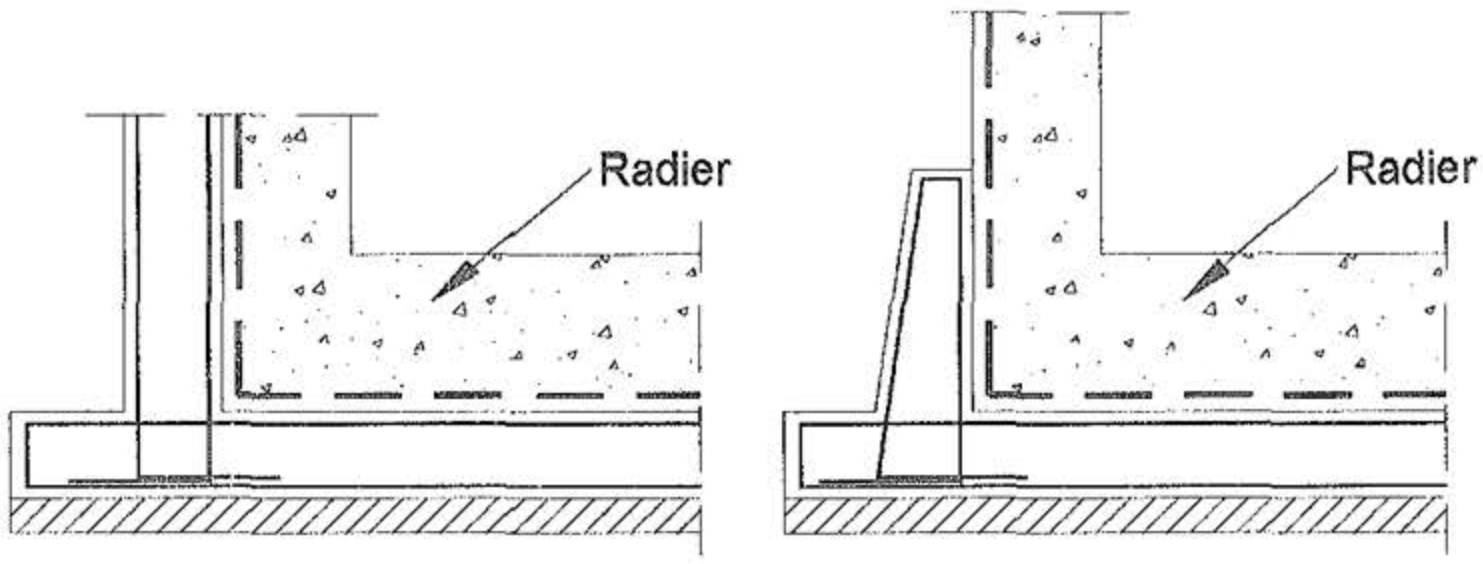


Fig. 6.15. Soluții de hidroizolare la colțurile radierelor generale

În zona rosturilor de tasare se impune asigurarea continuității hidroizolației, Fig. 6.16.

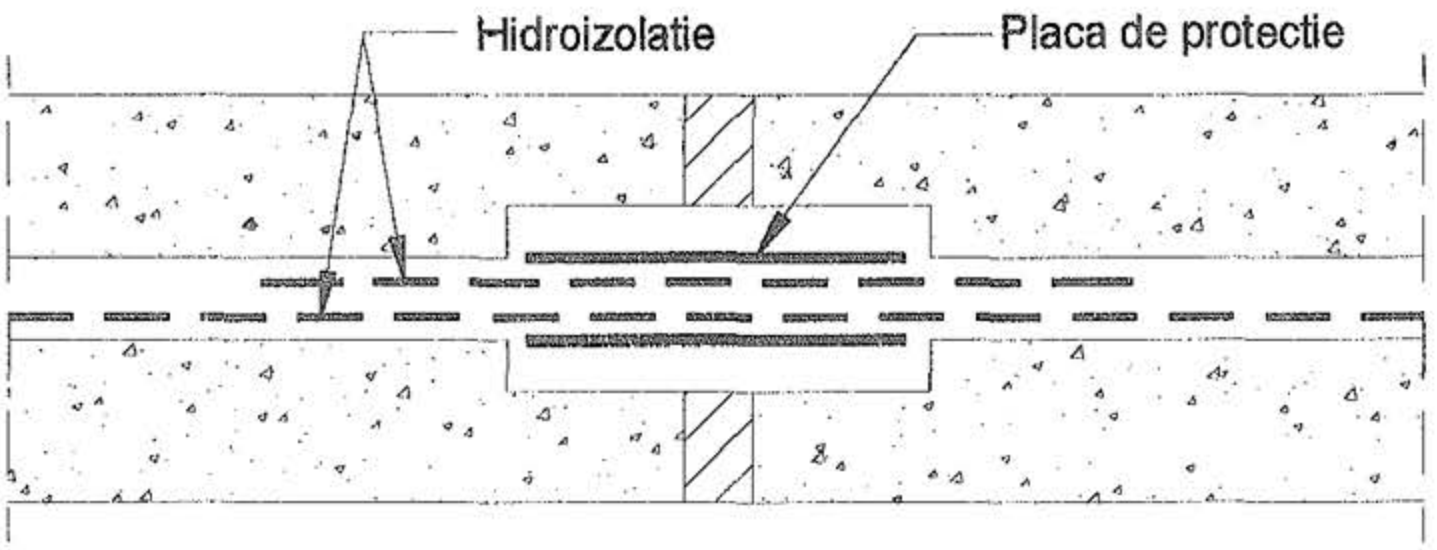


Fig. 6.16. Continuizarea hidroizolațiilor la radiere generale

6.2. Elemente constructive şi de proiectare

Calculul eforturilor secţionale (M, Q) în secţiunile caracteristice ale radierului se obţin prin programe de calcul care permit modelarea fenomenului de interacţiune suprastructură – fundaţie – teren.

Armarea radierului se realizează cu reţele orizontale de armături, dispuse pe feţele plăcii pentru preluarea momentului în câmp şi pe reazem.

Este necesară şi o armare pe zona centrală a plăcii pentru fenomene de contracţie.

Întreruperea turnării betonului se face vertical, Fig. 6.16. Pentru realizarea acestor rosturi se foloseşte o plasă de ciur amplasată vertical la faţa întreruptă şi rigidizată pentru a prelua împingerea betonului proaspăt, şi de asemenea, care să permită realizarea unei suprafeţe striate. Această suprafaţă va permite trecerea armăturii de legătură în rost, armătură care preia forţele de lunecare care apar din diferenţa de momente.

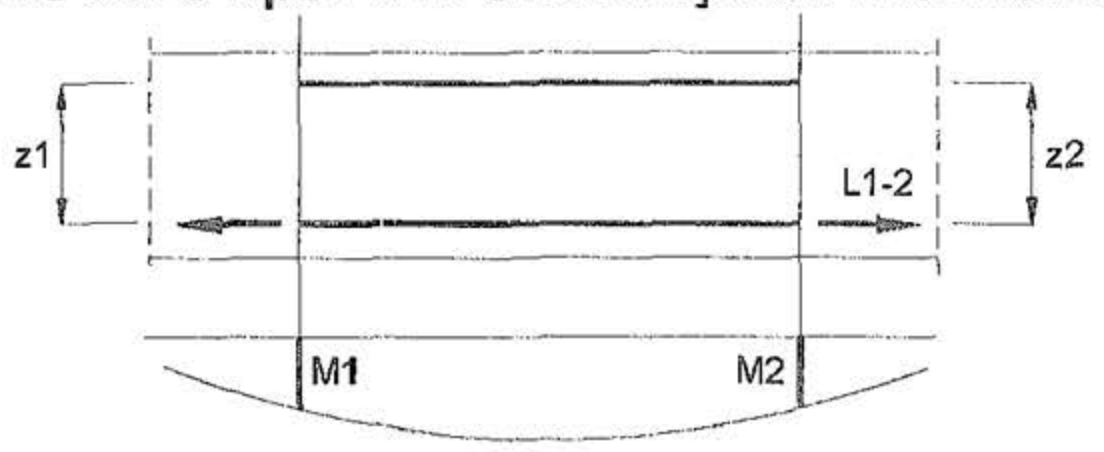


Fig. 6.17. Întreruperea turnării betonului la radiere

$$L_{1-2} = \frac{M_1}{z_1} - \frac{M_2}{z_2} \tag{6.2}$$

unde: L_{1-2} – forţa de lunecare din rost,

M_1, M_2 – momentele încovoietoare aferente secţiunilor în care se face calculul,

z_1, z_2 – distanţa dintre armăturile de rezistenţă.

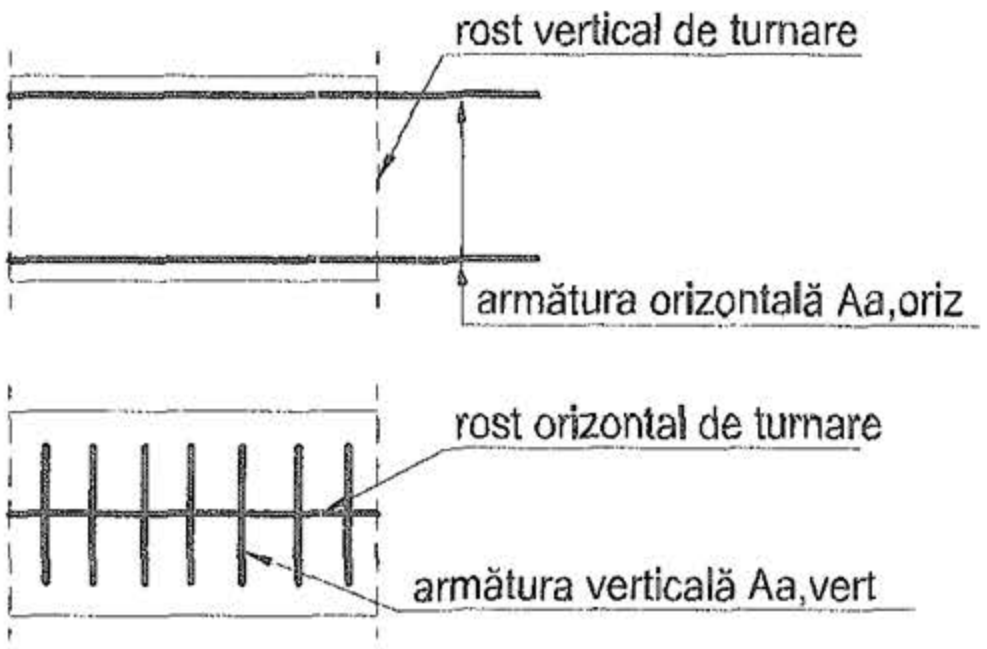


Fig. 6.18. Armături verticale și orizontale în rosturi de turnare

Dimensionarea armăturii de conectare din rost se face conform SR EN 1992-2. Prin poziţionarea rostului de turnare se va asigura împărţirea radierului în volume de beton pentru care pot fi asigurate condiţii optime pentru prepararea, transportul şi vibrarea acestuia.

Turnarea betonului se va face continuu, în straturi orizontale, de aproximativ 400mm grosime, iar intervalul de timp între turnarea a două

straturi suprapuse pe întreaga suprafaţă a acestora , să fie mai scurt decât durata prizei celor două straturi.

În cazul în care se va întrerupe turnarea printr-un rost orizontal, se vor dispune conectori care traversează rostul şi se va asigura rugozitatea feţelor rostului (NP 012/2), Fig. 6.18.

În cazul în care porţiuni din radier se execută la cote diferite, trecerea de la o cotă la alta se va realiza în trepte de beton simplu, respectând condiţiile pentru blocul de beton, Fig. 6.19.

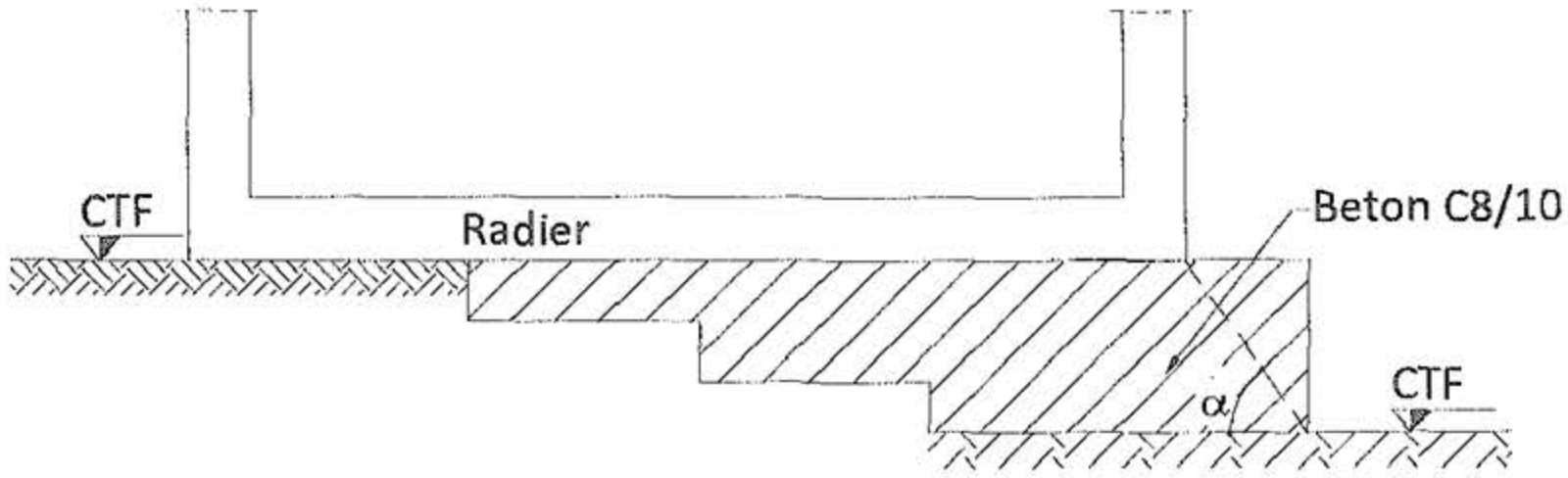


Fig. 6.19. Radier la cote diferite

6.3. Armarea radierului

Se dispune o armare generală de încovoiere compusă din câte o plasă de armătură la fiecare dintre feţele radierului. Acestea vor respecta procentele minime de armare şi care acoperă momentele încovoietoare de pe cea mai mare parte a suprafeţei. La acestea se adaugă, local, pe rândul doi, o a doua plasă care poate acoperi vârfurile de momente în zonele în care plasa generală nu este suficientă. De asemenea este necesară şi o armare pentru preluarea tensiunilor de contracţie atunci când radierul are o grosime mai mare de 600mm, având distanţa maximă dintre plasele de armătură de maxim 500mm, Fig. 6.20.

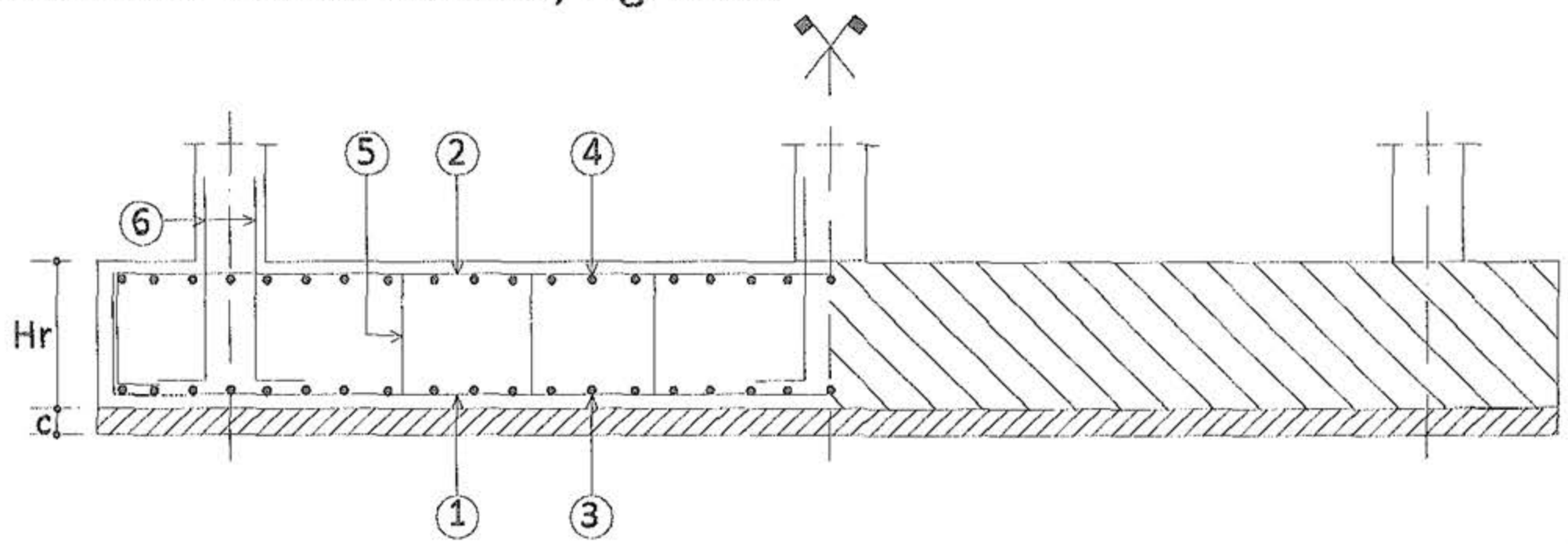


Fig. 6.20. Armarea radierului general

Armătura de rezistenţa din placa radierului va trebui să îndeplinească următoarele condiţii tehnologice:

– Grosimea minimă a radierului se va lua, 1/10 din deschiderea maximă interax,

– Dacă $\phi_{min} \leq 32mm$ – înnădirea barelor se face prin suprapunere. Lungimea de suprapunere a barelor (l_0) se va calcula conform SR EN 1992 şi nu va fi mai mică decât:

$$l_{0\min} > \max\begin{cases} 15\phi \\ 200mm \\ 0{,}3\alpha_s l_{b,rgd} \end{cases}$$

– Se vor evita situaţiile în care se utilizează mai mult de patru bare suprapuse într-o secţiune,

– Dacă $\phi_{min} > 32mm$ înnadirea barelor se face prin sudură,

– $d_{min} \geq 150mm$, $d_{max} \leq 400mm$,

– $\rho_{min} \geq 0{,}15\%$, pentru fiecare faţă şi 0,075% pentru armătura intermediară,

– Pentru a menţine poziţia armăturii în radier, se dispun distanţieri sub formă de capre, unul pe metru pătrat,

– Înnădirea barelor se face prin petrecere sau prin sudare pentru barele cu diametru mare (ϕ=25...40mm),

– Sub radier se va prevedea un beton de egalizare (c), cu grosime de min. 50 – 100mm din beton clasa C6/7,5.

Deoarece solicitările transmise de stâlpi pot avea valori mari, este necesară verificarea la străpungere a radierului Fig. 6.21.

Verificarea se face conform SR EN 1992. Se neglijează efectul favorabil datorat reacţiunii terenului de fundare aferent proiecţiei suprafeţei de străpungere.

În cazul în care:

$$N_{Ed} > N_{Rd} \qquad (6.4)$$

unde: N_{Ed} – forţa axială de calcul la nivelul de încastrare a stâlpului în fundaţie,

N_{Rd} – capacitatea portantă la străpungerea fundaţiei fără armătură.

Se vor dispune armături înclinate la 45^0 pe fiecare latură a stâlpului, Fig. 6.21.

Se verifică condiţia:

$$N_{Ed} < N_{Rd,c} + N_{Rd,s} \qquad (6.5)$$

unde: $N_{Rd,c}$ – capacitatea portantă la străpungere a betonului,
$N_{Rd,s}$ – capacitatea portantă la străpungere a armăturii.

Etapele de calcul ale arăturii se dau în SR EN 1992.

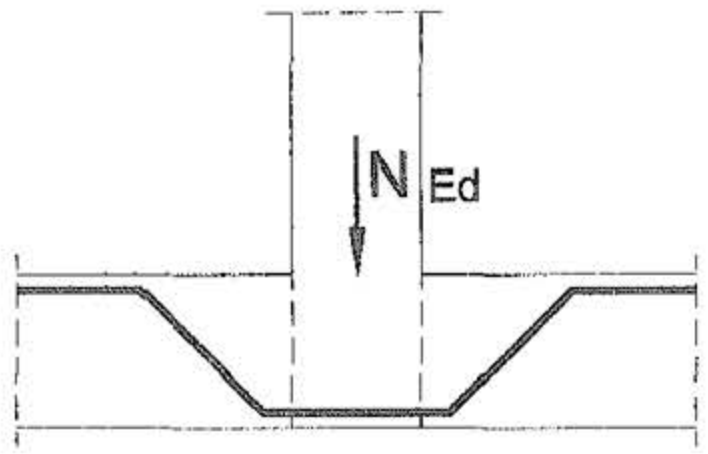


Fig. 6.21. Armături înclinate în radier

Armăturile transversale vor fi armături înclinate, minim 3Φ14, pe fiecare direcţie sau armături verticale (etrieri).

Pentru a mări rezistenţa la străpungere a radierului, se poate îngroșa placa la partea inferioară, Fig. 6.22.

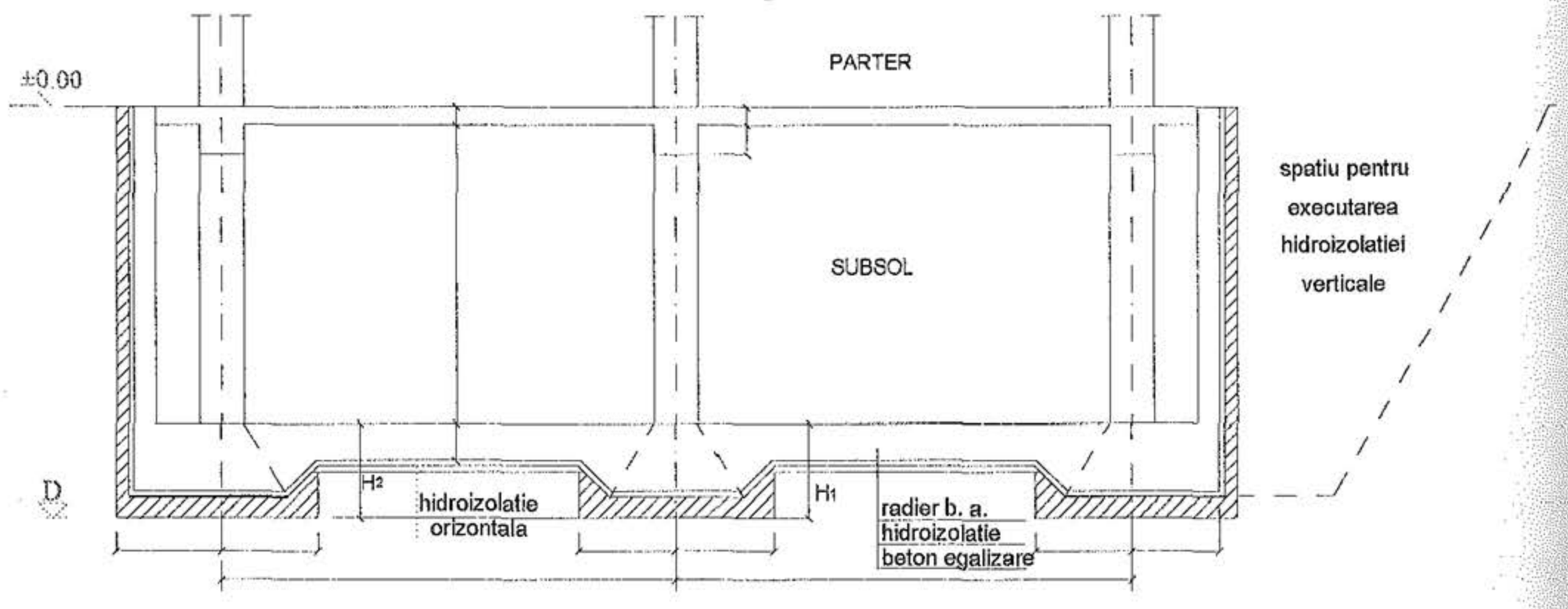


Fig. 6.22. Secţiune transversală prin subsol

Dacă pe anumite zone se impune reducerea înălţimii radierului (başe, rigole etc.) în această zonă se vor prevedea local etrieri şi armături de bordaj a golurilor.

Legătura între supra/infrastructură şi radier se realizează prin prevederea unor armături de conectare conform Fig. 6.23. (CR 2-2-1.1 şi SR EN 1992-1-1:2004).

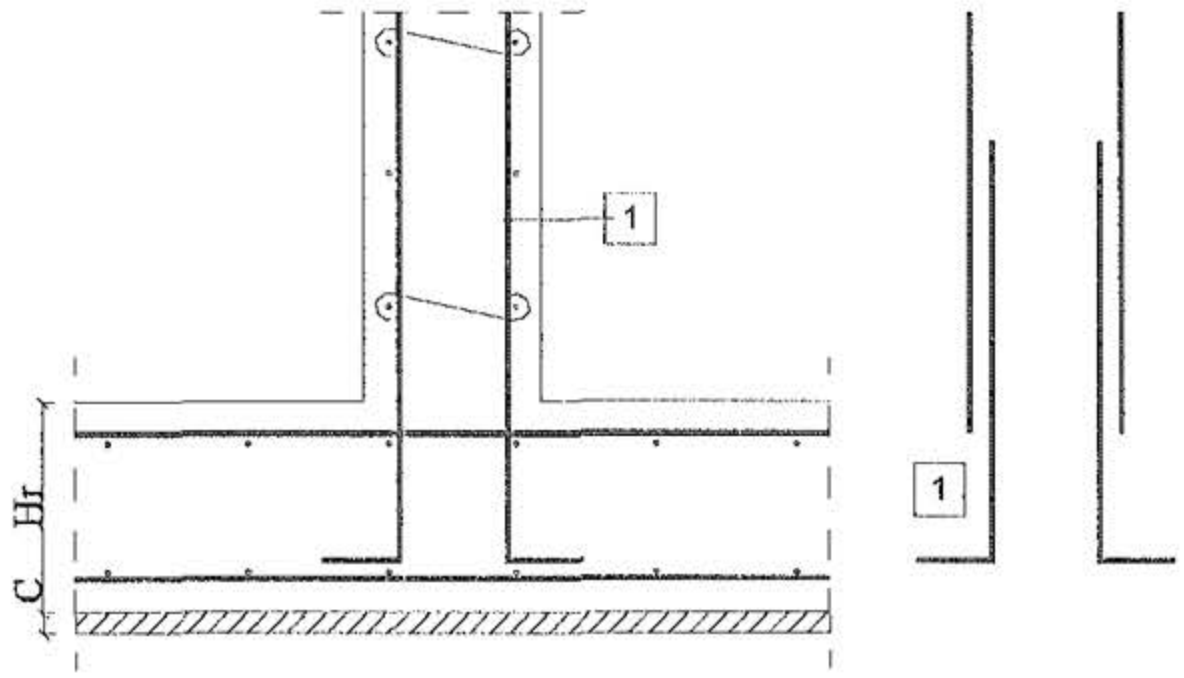


Fig. 6.23. Armături de conectare între radier şi stâlpi/diafragme

În cazul stâlpilor metalici rezemaţi pe radier se recomandă adoptarea de detalii care evită preluarea lunecării prin forfecarea sudurilor de ancoraj (NP 112), Fig. 6.24.

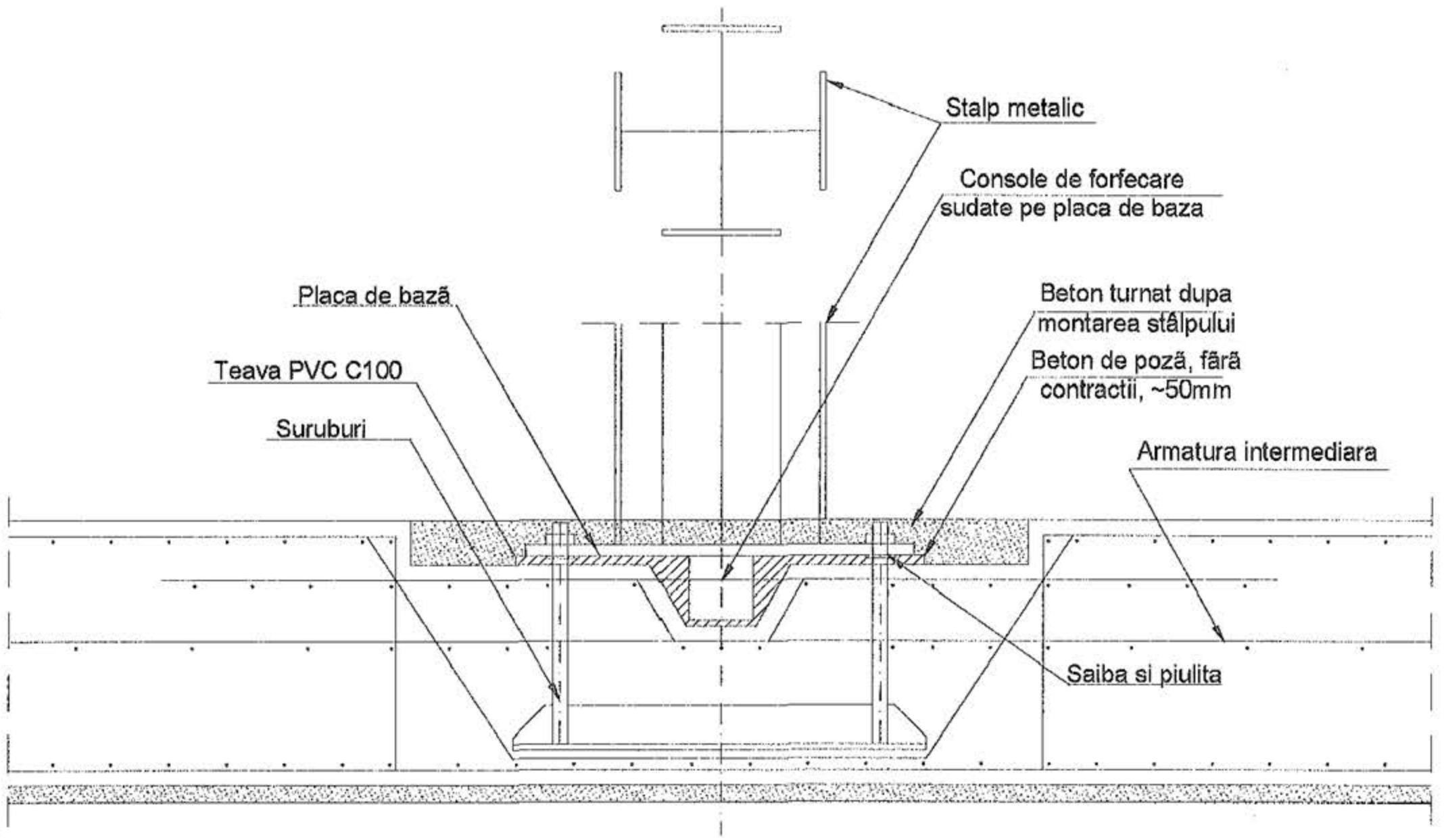


Fig. 6.24. Detaliu de ancorare a stâlpilor metalici în radier

În cazul stâlpilor de beton armat prefabricat se pot adopta mai multe soluţii de preluare a eforturilor de lunecare. Una din soluţii este aceea care asigură preluarea eforturilor prin mustăţi de legătură din radier, Fig. 6.25

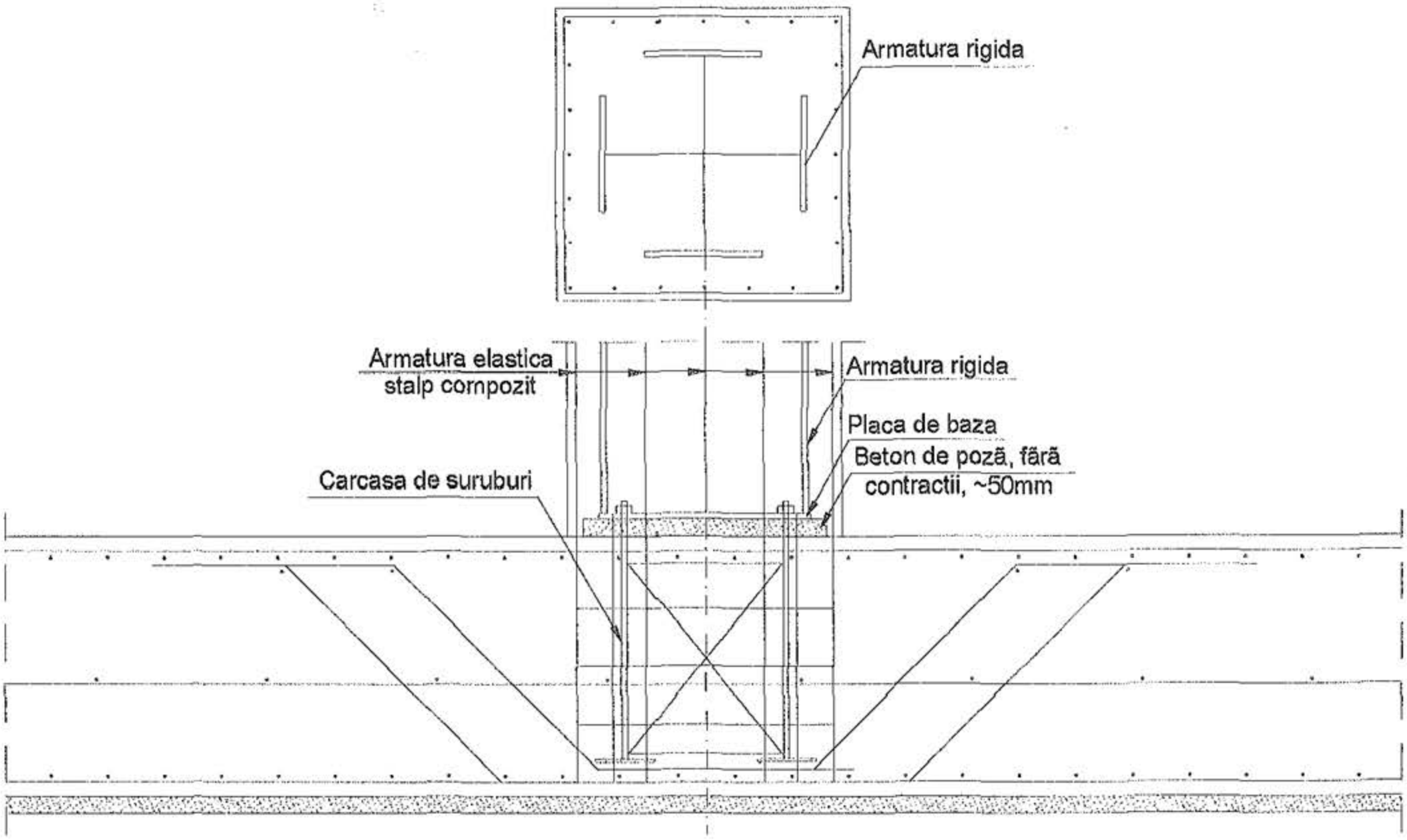


Fig. 6.25. Detaliu de ancorare a stâlpilor prefabricaţi din radier

6.4. Calculul radierului

6.4.1. Generalități

Calculul urmărește determinare a presiunilor de contact, deformatele pe verticală şi determinarea solicitărilor secţionale (moment încovoietor şi forţa tăietoare). Pentru evaluarea acestora este necesară cunoașterea rigidității relative a radierului – terenului. Pe baza acesteia putem considera un radier elastic sau rigid.

Determinarea rigidităţii radierului se face în funcţie de tipul radierului, caracteristicile lui de rigiditate şi tipul pământului.

Pentru radiere groase cu pereţi structurali şi diafragme, determinarea rigidităţii radierului se face prin determinarea unui indice de rigiditate, K_G, determinat cu expresia:

$$K_G = \frac{12 \cdot \pi \cdot \left(1-\upsilon^2\right)}{\left(1-\upsilon_S^2\right)} \cdot \frac{E_S}{E_{cm}} \cdot \left(\frac{L}{2h}\right)^2 \cdot \frac{B}{2h} \qquad (6.6)$$

unde: L,B – dimensiunile în plan ale radierului,
h – înălţimea radierului,
ν_S – coeficientul de deformare transversală al terenului (coeficientul lui Poisson),

E_s – modulul de deformaţie liniară al terenului,

ν – coeficientul lui Poisson pentru beton,

E_{cm} – modulul de elasticitate al betonului.

Dacă: K_G=0 – radierul poate fi considerat rigid, iar pentru K_G=5, el poate fi considerat elastic. Conform NP 112-2004 se consideră radierul rigid dacă $K_G < \frac{8}{\sqrt{\frac{L}{B}}}$.

În cazul radierelor încărcate cu forţe concentrate din stâlpi dispuşi echidistant, pe ambele direcţii şi la care încărcările din stâlpi nu diferă cu mai mult de 20% între ele, se defineşte un coeficient de flexibilitate, cu relaţia

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_S \cdot b_f}{4E_{cm}I_f}}, \tag{6.7}$$

unde λ – coeficient de flexibilitate,

k_S – coeficientul de pat al terenului,

$E_{cm}I_f$ – rigiditatea radierului.

Dacă: $b_f > \frac{1{,}75}{\lambda}$, radierul poate fi considerat flexibil,

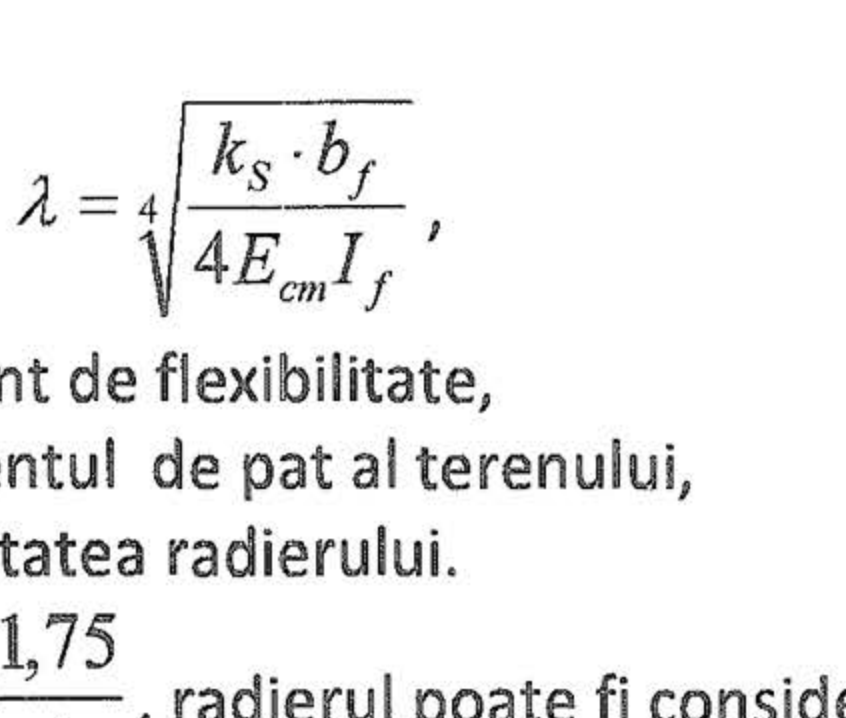


Fig. 6.26. Împărţirea radierului în fâşii

Pentru plăcile circulare, criteriul de rigiditate este:

$$K_r = (1-\nu_0^2)\frac{E_{cm}}{E_s}\left(\frac{h}{R}\right)^3 \tag{6.8}$$

Dacă: K_r=10 – placa se consideră rigidă, iar pentru K_r=0,1 – placa se consideră elastică.

În relaţia (6.7), b_f şi I_f se definesc ca lăţimea şi respectiv momentul de inerţie al unei fâşii de radier, considerat între mijloacele a două deschideri consecutive între stâlpi, Fig. 6.26. Dacă structura de rezistenţă a construcţiei este realizată din cadre şi pereţi portanţi (diafragme), evidenţierea conlucrării dintre structură, radier şi terenul de fundare se face prin definirea unei rigidităţi relative:

$$K_R = \frac{E'_{cm} I_c}{E_s B^3} \tag{6.9}$$

în care $E'_{cm} I_c$ – este rigiditatea caracteristică a radierului.

Această rigiditate se calculează cu relaţia:

$$E'_{cm} I_c = E'_{cm} I_f + \sum E'_{cm} I_{c0} + E'_{cm} \frac{t_d h_d^3}{12} \tag{6.10}$$

în care $E'_{cm} I_f$ – este rigiditatea radierului,

$\sum E'_{cm} I_{c0}$ – rigiditatea cadrelor,

t_d – grosimea diafragmelor,

h_d – înălţimea diafragmelor.

Dacă K_R>0,5 – radierul poate fi considerat rigid.

Calculul radierului se face în funcţie de rigiditatea radierului. Pentru radierele rigide pot fi folosite metode simplificate de calcul, în timp ce pentru radierele elastice se recomandă folosirea unor metode exacte.

6.4.2. Metode simplificate pentru calculul radierelor rigide

6.4.2.1. Metoda distribuţiei liniare a presiunilor de contact

Determinarea presiunilor de contact pe talpa fundaţiei se face considerând o distribuţie liniară a acestora pe întreaga suprafaţa a tălpii radierului. Această ipoteză ar fi corectă numai dacă admitem că radierul are o rigiditate mare (radier rigid).

Solicitările totale faţă de centrul de greutate al radierului sunt, Fig. 6.27.:

$$V_d = \sum N_i + G_f$$
$$M_{fx} = \sum M_{dx} + \sum T_{dx} \cdot H \tag{6.11}$$

$$M_{fy} = \sum M_{dy} + \sum T_y \cdot H$$

unde: V_d - este suma forțelor axiale de calcul care acţionează la secţiunea de încastrare a stâlpilor în radier, inclusiv greutatea proprie a radierului şi a pământului susţinut,

M_{fx} - momentul total faţă de centrul de greutate al suprafeţei radierului acţionând după direcţia laturii L,

M_{fy} - momentul total faţă de centrul de greutate al suprafeţei radierului acţionând după direcţia laturii B.

Valoarea presiunilor de contact pe talpa radierului este:

$$p_{\max,\min} = \frac{V_d}{A_f} \pm \frac{M_{dx}}{W_x} \pm \frac{M_{dy}}{W_y} \qquad (6.12)$$

unde: $A_f = B \times L$ - suprafaţa în plan a radierului;

$$W_x = L \cdot B^2 / 6 \qquad (6.13)$$

$$W_y = B \cdot L^2 / 6$$

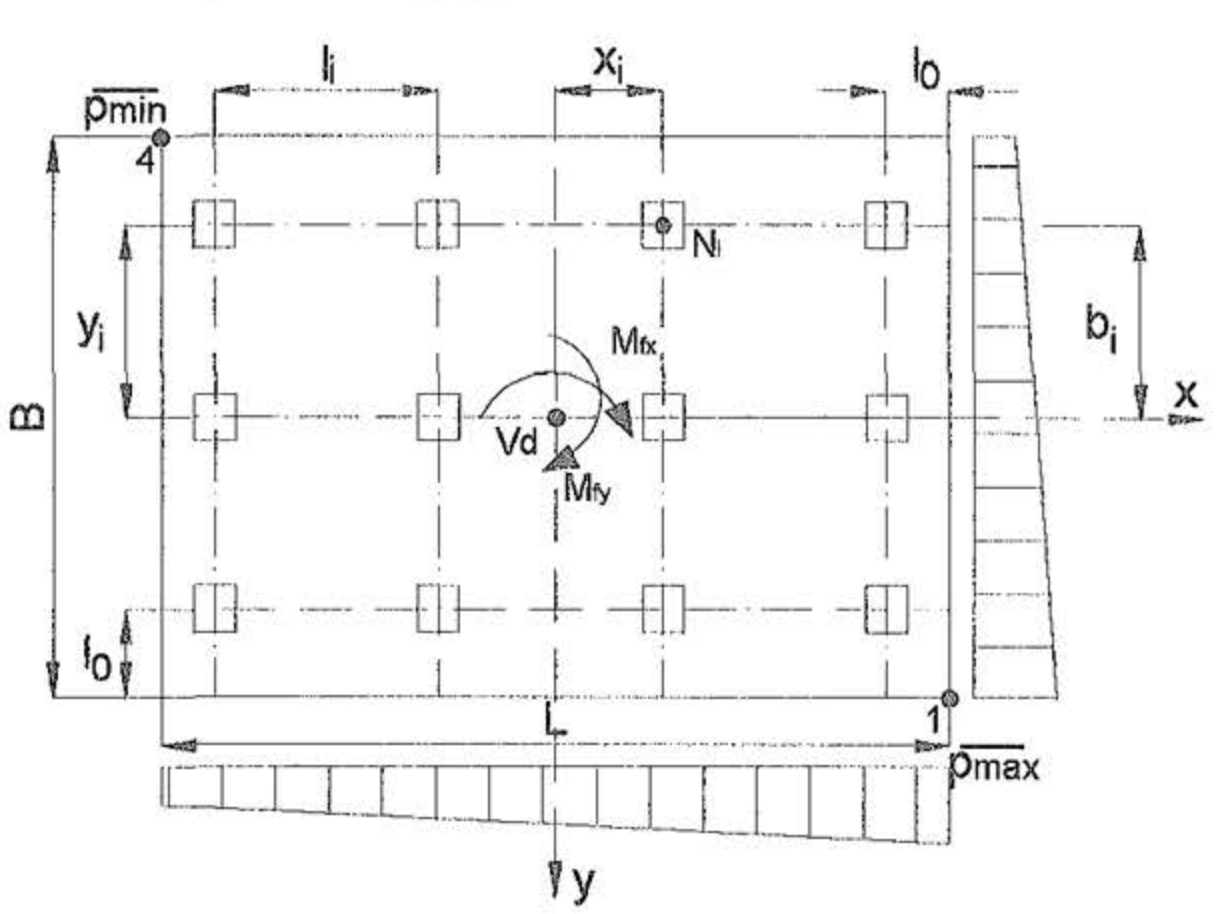


Fig. 6.27. Distribuția liniară a presiunilor de contact

Laturile suprafeţei în plan a radierului se stabilesc, considerând o suprafaţă în plan a radierului mai mare decât suprafaţa construcţiei:

$$L = n \cdot l_i + 2l_0$$

$$B = n \cdot b_i + 2l_0 \qquad (6.14)$$

Valoarea $l_0 = (0{,}15 \div 0{,}25) \cdot l_i \; sau \; b_i$

După determinarea valorilor presiunilor de contact se face verificarea presiunilor după relaţia:

$$V_d \leq R_d \tag{6.15}$$

în care:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot p_{cr}$$

$$L' = L - 2e_L \tag{6.16}$$

$$B' = B - 2e_B$$

p_{cr} - presiunea critică a terenului pe care reazemă placa radierului

De importanţa mare este verificarea la starea limită de deformaţie (SLS) şi în special a valorii a tasării absolute

$$s_{ef} \leq s_{adm} \tag{6.17}$$

Valoarea tasării absolute probabile (s_{ef}) se determină considerând extinderea zonei active H_a până la valoarea dată de relaţia (2.41 sau 2.42).

În cazul în care condiţia de deformaţie (6.17) nu este satisfăcută se va apela la o soluţie de îmbunătăţire a terenului (perna de balast, coloane de balast, incluziuni rigide etc.) sau adoptarea soluţiei de radier general pe piloţi / fundaţii pe piloţi.

Pentru radierele flexibile, definite conform relaţiilor (6.6) şi (6.8) ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor de contact pe talpa radierului nu mai poate fi admisă, în aceste situaţii radierul poate suferi deformaţii care conduc la o redistribuire a presiunilor pe talpa radierului: presiuni mai mari sub stâlpi; se produce astfel şi o redistribuire a momentelor încovoietoare; mai mici în câmp decât cele care ar fi date de o distribuţie uniformă a presiunii de contact (~10÷20%).

Pentru determinarea distribuției, pe talpa radierului, a presiunilor de contact, se folosesc în aceste situaţii metode exacte bazate fie pe admiterea ipotezei coeficientului de pat (Winkler), fie pe considerarea terenului ca un semispațiu (metoda Jemocikin etc.), prezentate în continuare.

6.4.2.1.1. Calculul eforturilor în placa radierului

În calcule, radierul este asimilat, ca schemă de calcul static, cu un planşeu de beton armat întors, încărcat de jos în sus cu presiunile de contact de pe talpa radierului, distribuite liniar (fără considerarea greutății proprii a radierului).

Valoarea presiunilor de contact pe talpa radierului se determină în următoarele etape de calcul:

- Se determină centrul de greutate al suprafeţei radierului (CGR);
- Se reduc încărcările exterioare în CGR;
- Se determină presiunile pe talpa radierului cu relaţia:

$$p_{1,2,3,4} = \frac{\sum V_d}{A_f} \pm \sum V_d \frac{e_{xi}}{I_y} x_i \pm \sum V_d \frac{e_{yi}}{I_x} y_i \qquad (6.18)$$

Determinarea solicitărilor în planşeul de beton se face prin metode aproximative şi prin metode exacte.

Metodele aproximative, simplificate, folosesc metoda fâşiilor, Fig. 6.28.: se determină fâşii de calcul din placa radierului, pe cele două direcţii şi se consideră aceste fâşii ca nişte grinzi continue, rezemate pe medii elastice, de lăţime b_f şi încărcate cu solicitările din structură.

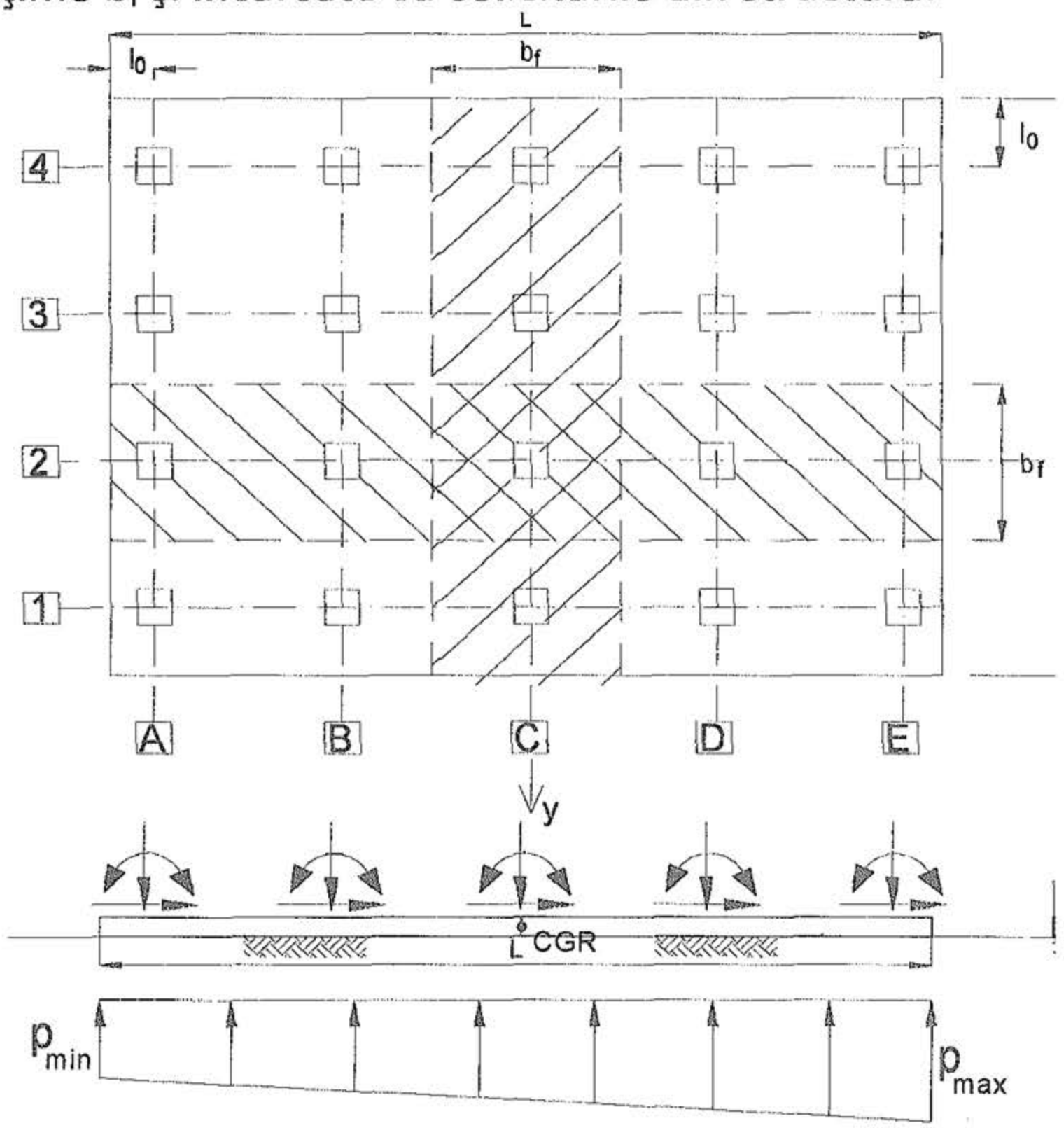


Fig. 6.28. Împărţirea radierului în fâşii

Metodele exacte, date de Teoria elasticităţii, folosesc metoda elementelor finite şi se referă la plăci rezemate pe medii elastice, iar reacţiunile care apar sunt încărcări pe placa radierului.

6.4.2.1.2. Metoda împărţirii radierului în fâşii de calcul

În cazul radierelor încărcate cu stâlpi, la care distanţele dintre stâlpi nu diferă între ele cu mai mult de 20%, radierul poate fi împărţit în fâşii de calcul independente. Fiecare fâşie de calcul este încărcată de forţele corespunzătoare stâlpilor ce reazemă pe fâşia respectivă. Se determină diagrama distribuţiei presiunilor de contact, admiţând ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor.

Deşi poziţia rezultantei încărcărilor din stâlpi nu coincide cu poziţia centrului de greutate al rezultantei presiunilor de contact, valorile obţinute ale momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare în secţiunile semnificative pot fi folosite la armarea radierului.

6.4.2.2. Calculul radierelor rigide sub pereţi structurali

Pentru radierele structurale rigide (h≥1.00m), încărcate cu pereți longitudinali de beton armat (≥3.50m), calculul radierului poate fi făcut considerând o fâșie de placă transversală. Se consideră că presiunile de contact pe talpă, datorită rigidității mari a radierului, au o distribuție liniară (uniformă). Fâșia de radier se poate considera ca o grindă rezemată pe pereții longitudinali, Fig. 6.29.

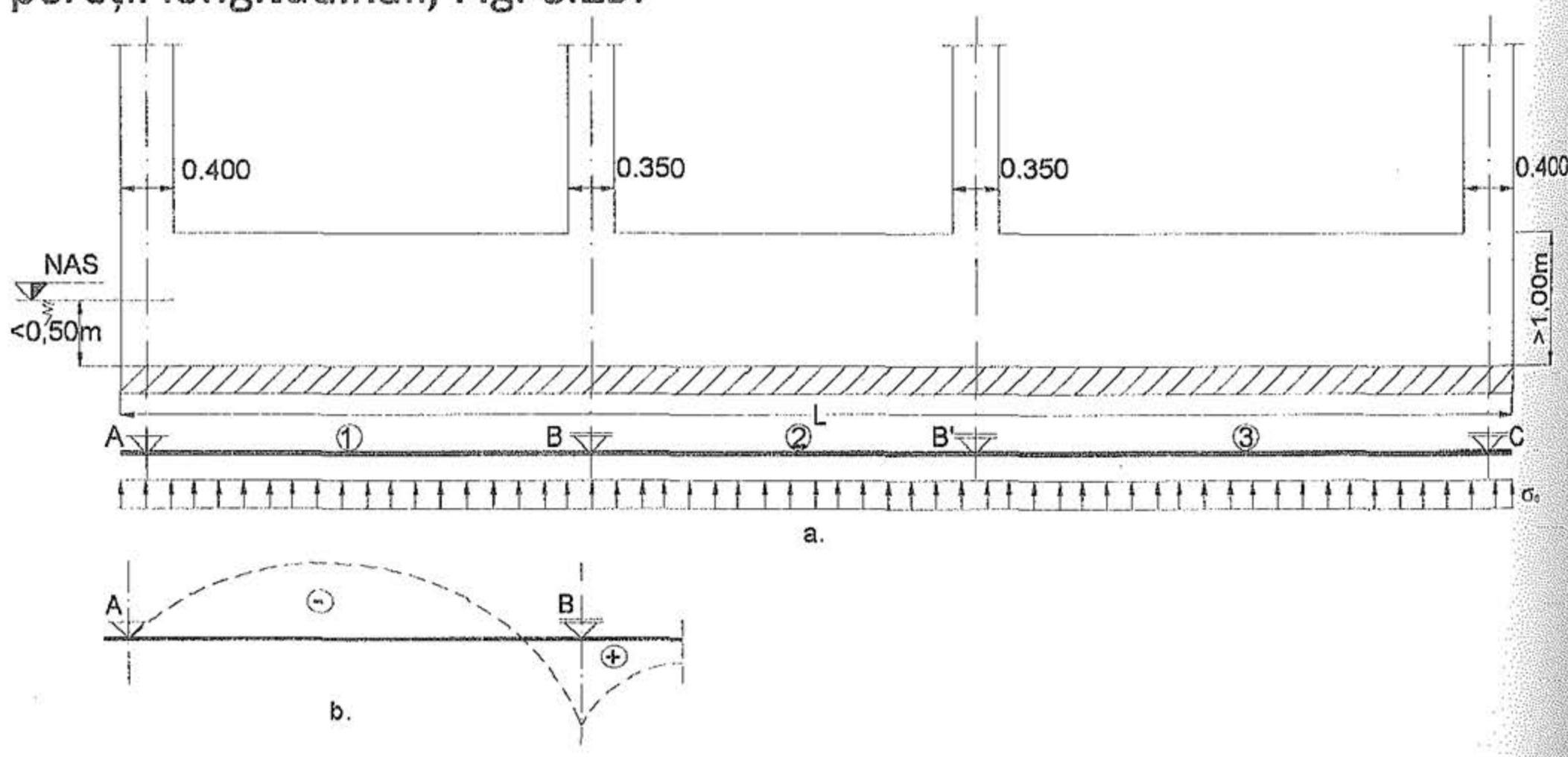


Fig. 6.29. Radier rigid sub perete structural

Având în vedere condițiile de lucru, se recomandă adoptarea unui beton de clasă superioară (>C20/25) și a unei acoperiri cu beton a armăturii de minim c_{nom}≥50mm, la partea inferioară și minim c_0=30mm la partea superioară.

Calculul se va face în conformitate cu recomandările SR EN 1992 cu luarea în considerare a solicitărilor de proiectare grupate în combinațiile fundamentală, accidentală sau specială.

Pentru verificarea presiunilor de contact pe talpa fundației se vor folosi combinațiile de proiectare 1+3, conform SR EN 1997. Pentru dimensionarea armăturii se va considera cazul de proiectare 1 conform SR EN 1992, iar pentru calculul suprafeţei în plan , cazul de proiectare 3 (sau 2, conform normelor engleze sau germane).

Considerând valoarea de calcul a rezultantei încărcărilor pe talpa fundației (încărcări exterioare, greutatea proprie a radierului, sarcini utile etc.), se va face în primul rând verificarea presiunilor de contact:

$$\sigma_0 = \frac{\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{ki} + \sum \gamma_{Qj} \cdot Q_{ki}}{L \cdot 1{,}00} \leq p_{acc} \qquad (6.19)$$

Pentru determinarea diagramei de momente în lungul fâșiei se va lua în considerare numai presiunea de contact din încărcările exterioare (fără greutatea proprie a radierului).

Cunoscând valorile momentelor încovoietoare se calculează armătura superioară și inferioară din radier, conform SR EN 1992. Se fac următoarele verificări:

– Calculul armăturii de rezistență, la partea superioară și inferioară a radierului,

– Verificarea la forță tăietoare,

– Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor (SR EN 1992, 4.4.2),

– Verificarea cantității minime de armătură (procente minime de armare),

– Verificarea condițiilor de ancoraj a armăturii la margine etc.

6.4.2.3. Calculul radierelor încărcate cu pereți portanți longitudinali, pentru încărcări mici și teren de fundare slab, cu și fără nivel de apă subterană

Pentru încărcări verticale transmise de pereți mici ($N_E \leq 150$kN/ml), Fig. 6.30., calculul radierelor se poate face considerând o fâșie de lungime unitară (B=1.00m).

La încărcări mici transmise de pereții portanți ai subsolului se poate admite o distribuție a tensiunilor în placa radierului ca și pentru o placă de beton. Posibilitatea apariției unei deformații a plăcii de tipul celor

prezentate în Fig. 6.30. a şi b, este dependentă de încărcări și valoarea tensiunilor de frecare dintre placă și teren.

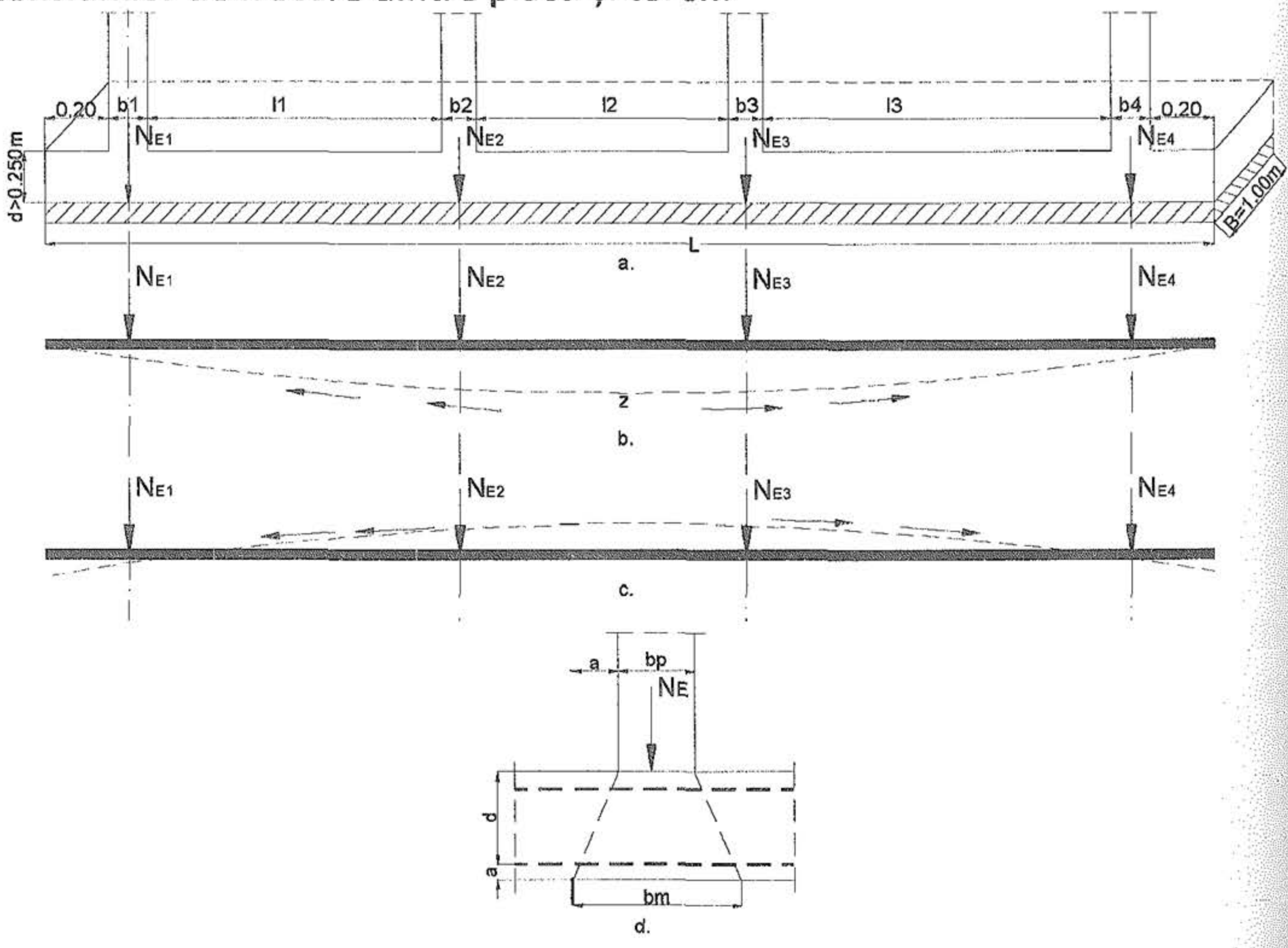


Fig. 6.30. Radiere încărcate numai de pereți portanți longitudinali

Valoarea lățimii de calcul a plăcii se determină cu relația:

$$b_m \cong \frac{N_E}{p_{acc}} \text{ (m)} \qquad (6.20)$$

în care p_{acc} – este presiunea admisă pentru terenul de fundare (p_{conv}, p_{pl}, p_{cr}).

Înălțimea plăcii se determină cu relația:

$$d_{nec} \cong \frac{b_m - b_p}{2} \cdot \frac{d}{a} \text{ (m)} \qquad (6.21)$$

Valoarea raportului d/a se adoptă funcție de presiunea acceptată pentru terenul de fundare din tabele, considerând placa din beton (Tabelul 3.7.).

Valoarea tensiunii de întindere Z care apare la partea superioară / inferioară a plăcii poate fi calculată cu relația:

$$\max Z_s = \sigma_m \cdot \mu \cdot \frac{b}{2} \text{ (kN/m)} \qquad (6.22)$$

în care: σ_m – presiunea de contact pe talpa plăcii,

$$\sigma_m = \frac{\sum N_E}{B} + \gamma_B \cdot d \qquad (6.23)$$

Valoarea coeficientului de frecare μ se poate adopta din Tabelul 6.1.

Tabelul 6.1. Valoarea coeficientului de frecare $\mu=tg\varphi$

Tipul pământului	Strat de alunecare	Prima alunecare	Repetarea alunecării
Pietriș	-	1,7 ÷ 2,1	1,33 ÷ 1,55
Perna de nisip	-	0,9 ÷ 1,1	0,6 ÷ 0,8
Perna de nisip	Folie PE	0,5 ÷ 0,7	0,3 ÷ 0,5
Beton	Folie PE	0,8 ÷ 1,4	0,6 ÷ 0,8
Beton	Folie PE	0,6 ÷ 1,0	0,3 ÷ 0,5
Beton	Folie din mai multe straturi	0,1 ÷ 0,2	0,1 ÷ 0,15

Cantitatea de armătură se calculează cu relația:

$$nec.a_s = \frac{\max Z_s}{\beta_s / \gamma} (\text{cm}^2/\text{m}) \qquad (6.24)$$

în care Z_s – în kN/m

β_s / γ = 24 kN/cm^2 – pentru BSt III

= 28,6 kN/cm^2 -- pentru BSt IV.

Se recomandă efectuarea unui calcul la fisurare, considerând deschiderea fisurii admisă w_{col}=0,25mm. Se va respecta și condiția de armare minimă conform SR EN 1992.

Verificarea la forță tăietoare:

$$\max \tau_0 < \frac{\max Q}{0,94} < \tau_{01}\left(N / mm^2\right) \qquad (6.25)$$

$$\text{în care } Q \le \frac{N_E}{2} \qquad (6.26)$$

În cazul în care terenul de fundare este moale ($p_{acc}\leq$150kPa), placa radierului trebuie considerată elastică.

Se poate considera că:

– Pentru o placă a radierului elastică (vezi relația 6.6) și un teren de fundare tare, presiunile de contact se concentrează pe zona rigidă (de rezemare a peretelui).

– Pentru o placă a radierului rigidă (placă groasă) și un teren de fundare moale, presiunile de contact se concentrează spre zona centrală a plăcii.

Pentru placă a radierului cu grosimea d≤250mm și pentru un teren de fundare normal (E≈20MN/m^2), se poate considera că presiunile de contact se distribuie triunghiular sub zona de rezemare a pereților, Fig. 6.31.

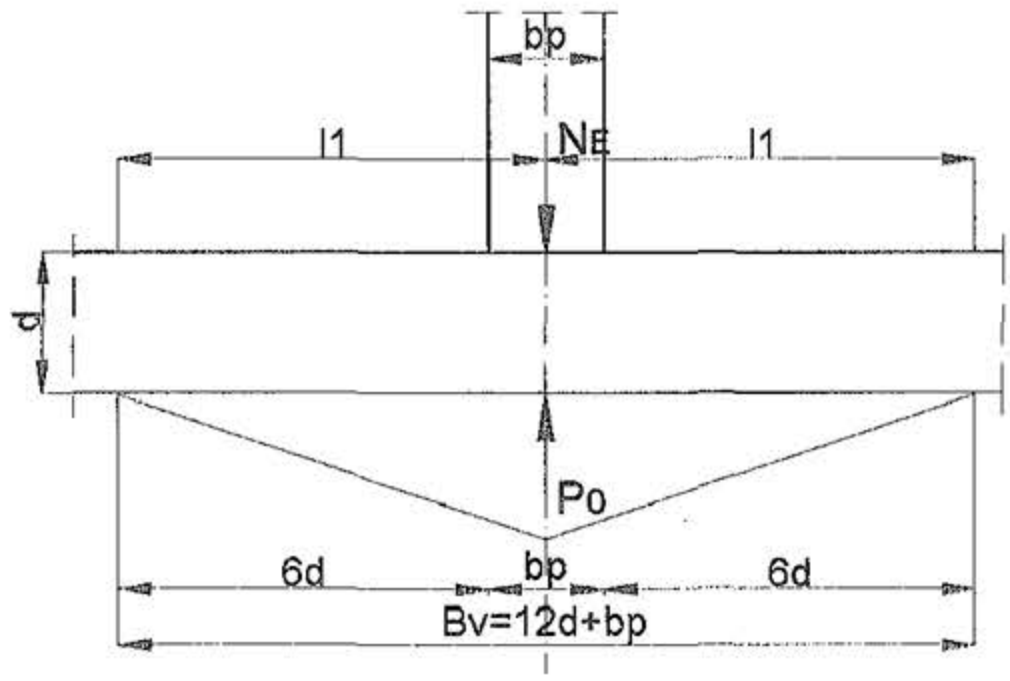


Fig. 6.31. Distribuția presiunilor de contact sub zona de influență a stâlpului

Grosimea plăcii poate fi calculată cu relația:

$$d \cong \sqrt{M / 0,11}\,(\text{cm}) \tag{6.27}$$

în care M = (kNm/m)

$$p_0 = \frac{N_E \cdot 2}{B_V} + \gamma_b \cdot d + p[kN/m^2] \le p_{acc} \tag{6.28}$$

Pentru calculul diagramei de momente încovoietoare se poate admite schema de calcul din Fig. 6.32.

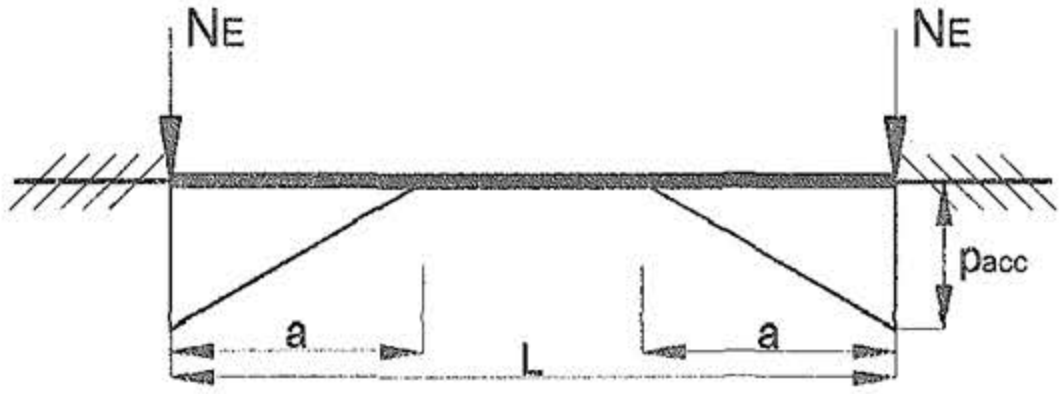


Fig. 6.32. Schema de calcul pentru momente încovoietoare

Valoarea momentului încovoietor, Fig. 6.27.

– Armare inferioară:

$$M_i = \frac{p_s \cdot a^2}{6} - \frac{p_s \cdot a^3}{12L} \text{ - încastrare la ambele laturi} \tag{6.29}$$

$$M_i = \frac{p_s \cdot a^2}{4} - \frac{p_s \cdot a^3}{8L} \text{ - încastrare la reazem} \tag{6.30}$$

– Armare superioară:

– Câmp intermediar: $M_S = -\frac{p_s \cdot a^3}{12L}$ (6.31)

– Câmp lateral: $M_S = -\frac{p_s \cdot a^2}{24} + \frac{p_s \cdot a^3}{16L}$ (6.32)

în care $p_S = \frac{N_E \cdot 2}{B_V}$ (6.33)

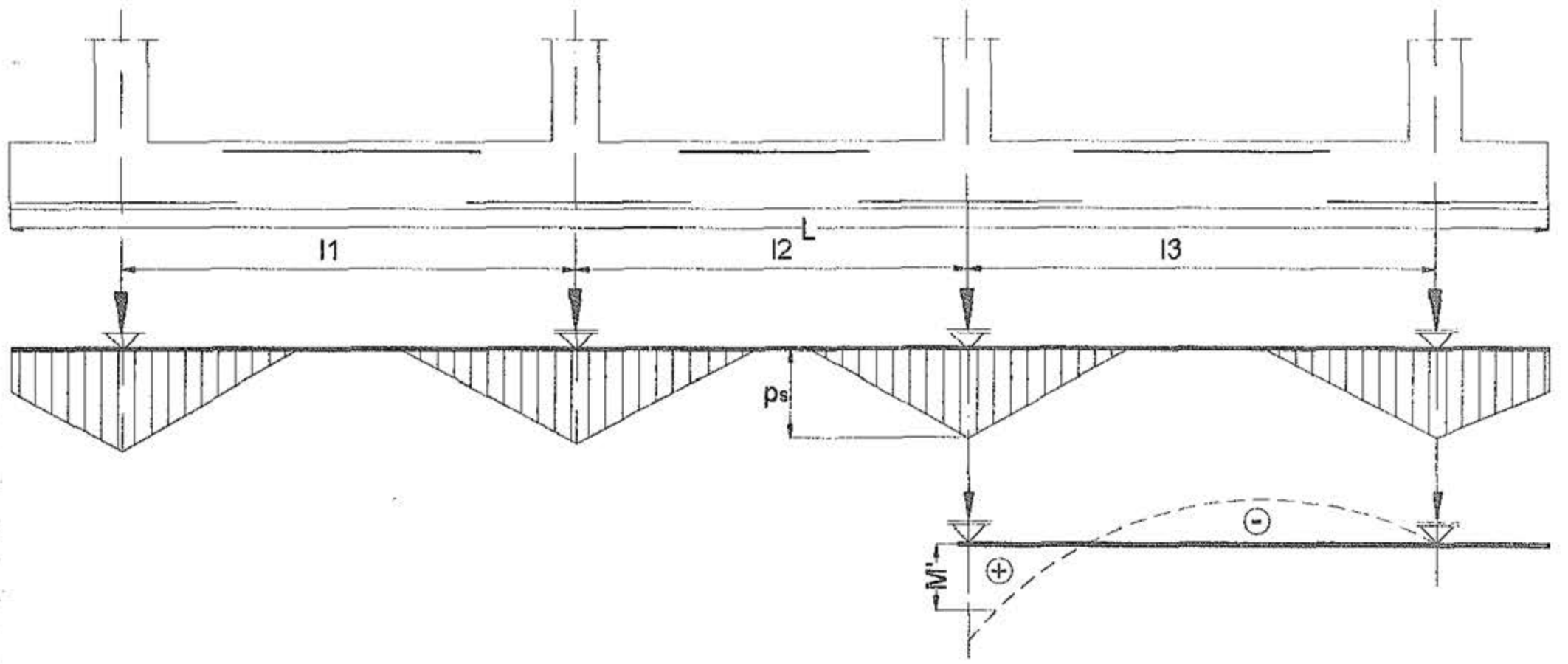


Fig. 6.33. Schema de calcul pentru momente în zonele centrale

Cu valorile momentelor încovoietoare se calculează armarea necesară conform SR EN 1992. Se face și verificarea la deschiderea fisurii (w=0,25mm).

Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare la marginea peretelui sunt (moment inferior):

$$M_i^{'} = M_i - \frac{N_E \cdot b_p}{8} \text{ (kNm/m)} \quad (6.34)$$

6.4.2.4. Calculul radierelor structurilor subterane sub nivelul apei

Datorită subpresiunii apei $p_w = h_w \cdot \gamma_w$ se impune în primul rând verificarea radierului la efectul de subpresiune (verificare tip HYD). Se impune asigurarea unui coeficient de siguranță de minim $\eta_A \geq 1,1$. Simplificat verificarea se face conform legii lui Arhimede.

În cazul în care subsolul se găsește situat sub nivelul apei, structura de fundare este un radier general tip placă, Fig. 6.34.

Admițând schema de calcul din Fig. 6.34.d, valoarea momentului de încastrare a peretelui este:

$$M_R \cong + \frac{p' \cdot h^2}{15} \tag{6.35}$$

iar în câmp este:

$$M_c \cong + \frac{p \cdot h^2}{34} \tag{6.36}$$

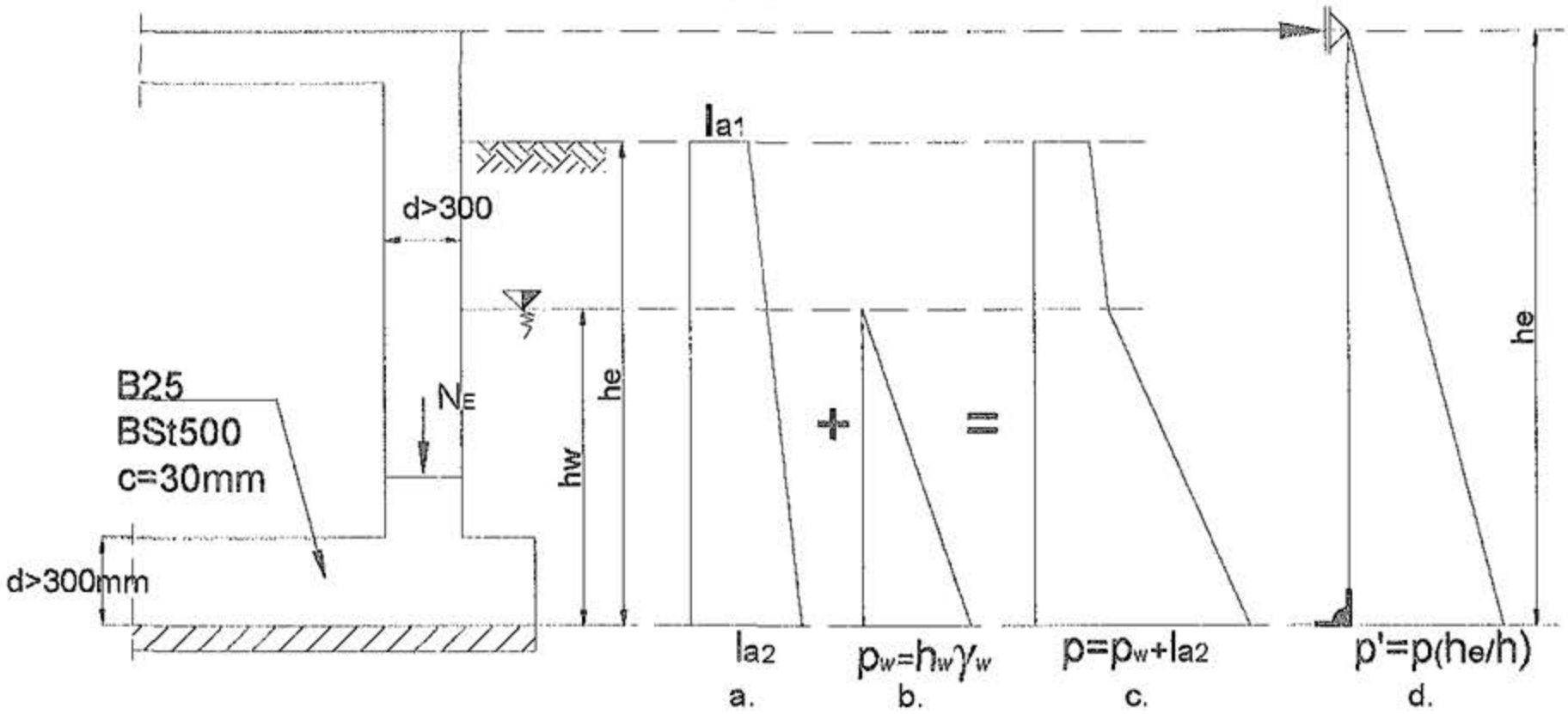


Fig. 6.34. Distribuția presiunilor pe peretele subsolului

În cazul în care structura subterană nu are planșeu, valoarea momentelor de încastrare în placa radierului este:

$$M_R \cong + \frac{p' \cdot h_e^2}{6} \tag{6.37}$$

Simplificat putem evalua:

– Excentricitatea încărcării:

$$e = \frac{M_R}{N_E} \tag{6.38}$$

– Lungimea de flambaj:

$$S_k = 0,7h \tag{6.39}$$

– Coeficientul de flambaj:

$$\lambda = \frac{S_k}{i} = \frac{S_k}{0,289 \cdot d} < 20 - \text{fără flambaj} \tag{6.40}$$

– Grosimea activă a peretelui:

$$d_w = d - a - \frac{\phi}{2} \tag{6.41}$$

– Calculul la încovoiere:

$$M_s = M_R - N_E\left(h - \frac{d}{2}\right) \tag{6.42}$$

$$h_r = \frac{h}{\sqrt{M_S / b}} \text{ (b=1,00)} \tag{6.43}$$

cu care determinăm k_s și k_z

– Contribuția armăturii:

$$a_s = M_S \cdot \frac{k_s}{h} + \frac{10N_E}{\sigma_a / \gamma} (\text{cm}^2/\text{m}) \tag{6.44}$$

Verificarea se va face și pentru stadiul de exploatare considerat: $M_S=M_R$. Pentru perete este importantă și verificarea la fisurare conform SR EN 1992. Sub acțiunea presiunii apei (p_w) momentele încovoietoare în perete la partea inferioară, Fig. 6. 35., sunt:

$$M_{S,w} = \frac{p_w' \cdot l_3^2}{12} + \frac{p_1 \cdot a^2}{6} - \frac{p_1 \cdot a^3}{12 \cdot l} \tag{6.45}$$

Dimensionarea plăcii radierului se va face conform schemei de calcul din Fig. 6.35.b.

– Se calculează greutatea proprie a plăcii:

$$g = d_p \cdot \gamma_b (kN / m)$$

– Lățimea pe care se repartizează presiunile de contact:

$$B_V = 12d + b_p \tag{6.46}$$

$$a = B_V / 2$$

– Valoarea presiunii din perete:

$$p_1 = \frac{N_E \cdot 2}{B_V} (kN / m^2) \tag{6.47}$$

– Valoarea presiunii totale pe talpa radierului:

$$p_2 = p_1 + g + p (kN / m^2) \tag{6.48}$$

– Valoarea subpresiunii apei:

$$p_1 = h_w \cdot \gamma_w (kN / m^2) \tag{6.49}$$

– Presiunea efectivă pe talpa radierului va fi:

$$p_3 = p_2 - p_w (kN / m^2) \tag{6.50}$$

– Presiunea efectivă pe talpa radierului cu luarea în considerare a presiunii apei:

$$p_S = p_1 - p_w (kN / m^2) \tag{6.51}$$

– Valoarea presiunii acceptabile pe terenul de fundare, cu luarea în considerare a efectului subpresiunii apei este:

$$p_{acc}^{'} = 0,6\, p_{acc} \tag{6.52}$$

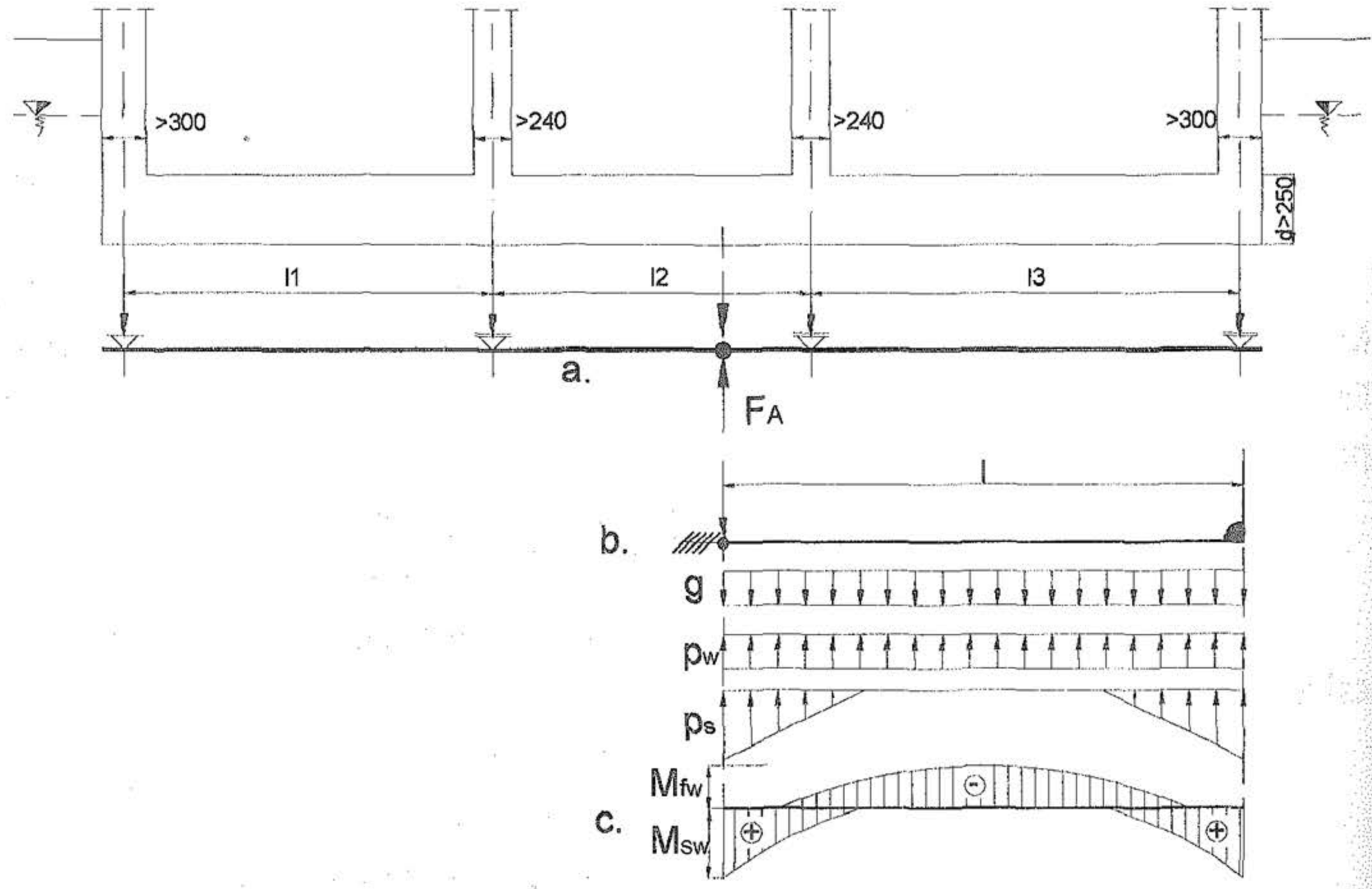


Fig. 6.35. Schema de calcul a momentelor încovoietoare

– Verificarea la subpresiunea apei a radierului (UPL):

$$\eta_A = \frac{G_2}{F_A} \geq 1,1 \tag{6.53}$$

în care: $F_A = l \cdot b \cdot h \cdot \gamma_w$,

G_2 – greutatea totală a radierului și încărcările exterioare.

La efectuarea verificării la subpresiunea apei (UPL – conform SR EN 1997), se impune obligatoriu să se ia în considerare cota maximă la care poate să se ridice apa subterană (chiar cu o asigurare de 0,50m).

– Se calculează momentul încovoietor în placa radierului fără luarea în considerare a subpresiunii apei, conform Fig. 6.35.:

$$M_S = +\frac{p_S \cdot a^2}{6} - \frac{p_S \cdot a^3}{12l} \tag{6.54}$$

$$M_F = -\frac{p_S \cdot a^3}{12l} \tag{6.55}$$

– Se calculează momentul încovoietor în placa radierului cu luarea în considerare a subpresiunii apei:

$$M_{Sw} = +\frac{p_w^{'} \cdot l^3}{12} + \frac{p_1 \cdot a^2}{6} - \frac{p_1 \cdot a^3}{12l} \tag{6.56}$$

cu valoarea redusă a momentului pe reazem:

$$M_S = M_{Sw} - \Delta M \tag{6.57}$$

$$\text{unde } \Delta M = \frac{N_E \cdot b_S}{8} \tag{6.58}$$

$$M_{Fw} = -\frac{p_w^{'} \cdot l_3^2}{14} \tag{6.59}$$

– Se calculează înălțimea plăcii radierului:

$$d_{nec} \cong \sqrt{\frac{M}{0{,}11}} \geq 250mm \tag{6.60}$$

– Se calculează armătura necesară, conform SR EN 1992.

6.4.2.5. Calculul radierului pe mediu Winkler (coeficientul de pat)

Efectul unei forţe concentrate pe un radier flexibil se amortizează relativ rapid, resimţindu-se asupra unei arii reduse din jurul ei. Suprapunând zonele de influenţă, se poate determina efectul într-un punct al tuturor încărcărilor curente transmise de stâlpi. Deoarece zonele de influenţă nu sunt foarte mari, în marea majoritate a situaţiilor este suficient să se considere o distanţă definită de două rânduri de stâlpi faţă de punctul considerat.

Astfel, pentru placa infinită, încărcată cu o forţă concentrată, Hetenyi (1967) a calculat funcţii de influenţă cu ajutorul cărora se pot determina solicitările în placă, precum şi săgeata într-un punct situat la distanţa *r* de punctul de aplicaţie al sarcinii exterioare. Mărimile funcţiilor de influenţă se pot obţine din Fig. 6.36., în funcţie de raportul adimensional r / l_e, unde l_e este lungimea efectivă a plăcii, o caracteristică a interacţiunii placă – mediu winklerian, care are expresia:

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{D}{K}} \tag{6.61}$$

unde: $D = \frac{E}{12(1-\upsilon^2)}$ - rigiditatea cilindrică a plăcii de grosime h,

K – coeficientul de pat al terenului,

Examinând variaţia funcţiilor adimensionale calculate de Hetenyi, se constată că influenţa sarcinii exterioare concentrate se atenuează rapid, odată cu creşterea distanţei de la punctul de aplicaţie al forţei, iar pentru r / l_e = 4 – valorile funcţiilor devin practic nule. Pe această bază, definirea unei raze de influenţă R=4l_e este acceptabilă.

Folosind graficele din Fig. 6.36., calculul plăcilor aşezate pe teren se efectuează astfel, Fig. 6.37.:

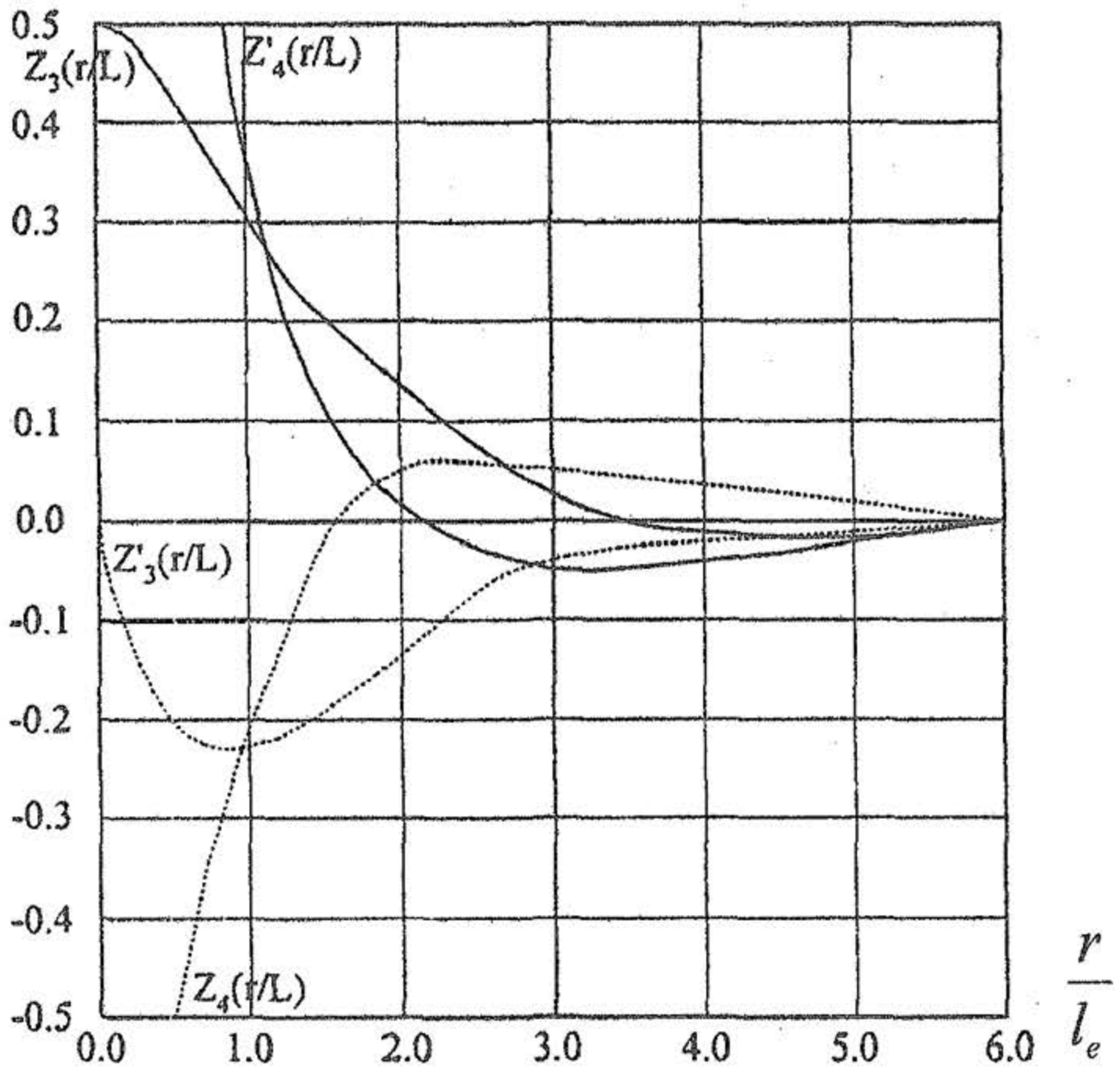


Fig. 6.36. Grafic pentru determinarea Z_3, Z'_3, Z_4 şi Z'_4 (NP 112-2004)

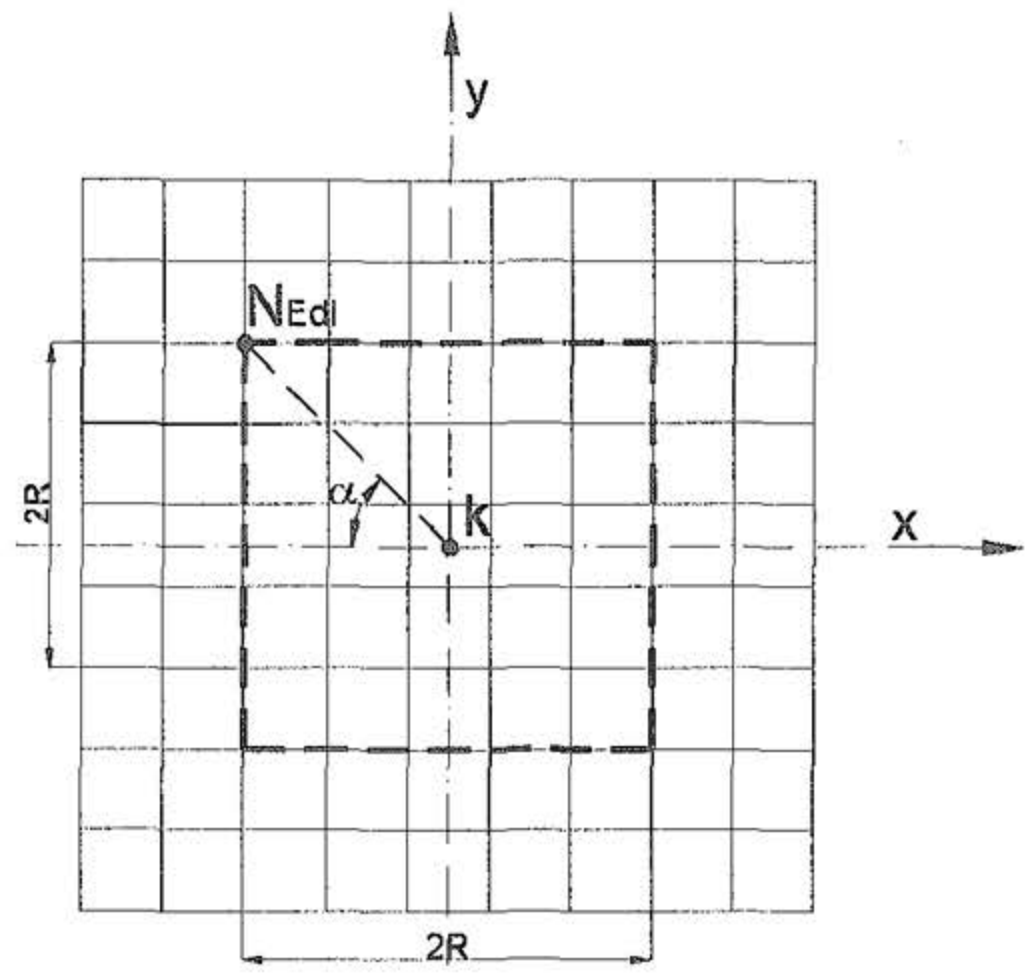


Fig. 6.37. Schema de calcul a solicitărilor în placa radierului

– Pe baza verificării la străpungere se stabileşte în mod preliminar grosimea h a plăcii (6.5),

– Se calculează rigiditatea cilindrică D,

– Se calculează lungimea efectivă l_e şi se defineşte raza de influenţă R,

– Se calculează momentul radial, momentul tangenţial şi săgeata într-un punct k, cu expresiile:

$$M_r = \frac{1}{4}P\left[Z_4\left(\frac{r}{l_e}\right) - (1-\nu)\frac{Z_3'\left(\frac{r}{l_e}\right)}{\frac{r}{l_e}}\right]$$

$$M_t = \frac{1}{4}P\left[\nu Z_4\left(\frac{r}{l_e}\right) - (1-\nu)\frac{Z_3'\left(\frac{r}{l_e}\right)}{\frac{r}{l_e}}\right] \qquad (6.62)$$

$$w = \frac{l_e^3}{4D}PZ_3\left(\frac{r}{l_e}\right)$$

unde: r – distanţa de la punctul considerat, la încărcare,
Z_3, Z'_3, Z_4 şi Z'_4 funcţii de r / l_e, a căror variaţie este prezentată în Fig. 6.36.

Pentru mai multe forţe concentrate aplicate pe placă se suprapun efectele forţelor situate în zona de influenţă a punctului considerat, adică a forţelor P_i cu $r_i \le R$, distanţele r_i fiind măsurate de la punctul în care se calculează eforturile (săgeata) la forţele P_i.

Dacă se doreşte să se facă trecerea de la coordonatele polare la cele rectangulare, se pot folosi expresiile:

$$M_x = M_r \cos^2\alpha + M_t \sin^2\alpha$$
$$M_y = M_r \sin^2\alpha + M_t \cos^2\alpha \qquad (6.63)$$

unde α este unghiul făcut de dreapta pe care se măsoară distanţa r_i cu axa x a sistemului rectangular de axe.

Forţa tăietoare T pe unitatea de lăţime a plăcii se determină cu relaţia:

$$T = -\frac{1}{4l_e} PZ'_4\left(\frac{r}{l_e}\right) \tag{6.64}$$

Când marginea radierului se găsește în zona de influenţă, se aplică următoarele corecţii:

– se calculează momentele încovoietoare şi forţele tăietoare, perpendicular pe marginea radierului în ipoteza că radierul va fi infinit mare,

– se aplică pe margine, ca încărcări, momente încovoietoare şi forţe tăietoare egale şi de semn contrar cu cele calculate,

– se utilizează mai departe ipoteza pe mediul Winkler,

– în cele din urmă, momentele încovoietoare şi forţele tăietoare pentru fiecare stâlp se suprapun şi se obţin valorile finale totale ale momentelor încovoietoare şi a forţelor tăietoare.

6.4.2.6. Metoda diferenţelor finite în model Winkler

Fie o placă dreptunghiulară, Fig. 6.38., de dimensiuni axb, aşezată pe teren de tip Winkler.

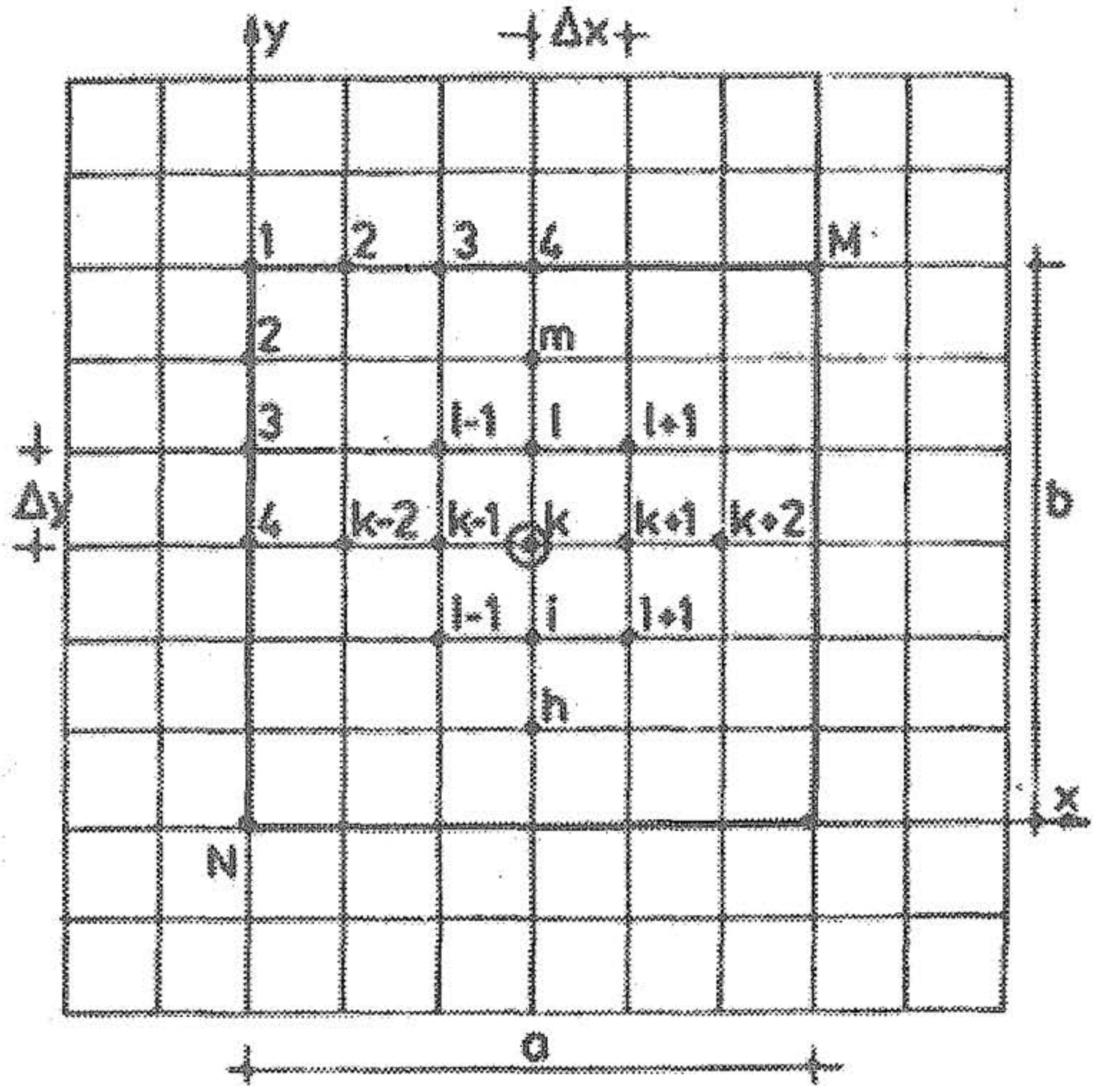


Fig. 6.38. Placă pe mediu elastic. Metoda diferenţelor finite (Ille, 1977)

Ecuaţia diferenţială a plăcii în coordonate carteziene este (Ille, 1983):

$$\nabla^4 w + \frac{K}{D} w = \frac{q}{D}, \tag{6.65}$$

unde: $$\nabla^4 w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \tag{6.66}$$

D – este rigiditatea cilindrică a plăcii,

$$D = \frac{Eh^3}{12\left(1-\nu^2\right)} \tag{6.67}$$

h – grosimea plăcii,

E – modulul de elasticitate al plăcii (betonului),

υ– coeficientul lui Poisson pentru placă (beton),

q – sarcina exterioară.

Utilizând relaţiile diferenţiale dintre eforturi şi săgeţi, se poate scrie:

$$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right),$$

$$M_y = -D\left(\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right),$$

$$M_{xy} = -D(1-\mu)\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \tag{6.68}$$

$$Q(x) = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}\right],$$

$$Q(y) = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right],$$

unde prin Q s-au notat forţele tăietoare generalizate.

Se împarte suprafaţa plăcii în panouri mici, de dimensiuni Δx şi Δy. Cu numerotarea din Fig 6.38. a nodurilor reţelei ce se obţine, rezultă MxN noduri.

Exprimând derivatele parţiale ale săgeţii w în diferenţe finite centrale, se obţine (într-un nod k al plăcii):

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x \partial y}\right)_k = \frac{w_{l+1} - w_{l-1} - w_{i+1} - w_{i-1}}{4(\Delta x)(\Delta y)}$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_k = \frac{w_{k+1} - 2w_k + w_{k-1}}{(\Delta x)^2}$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_k = \frac{w_l - 2w_k + w_i}{(\Delta y)^2}$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right)_k = \frac{w_{k+2} - 2w_{k+1} + 2w_{k-1} - w_{k-2}}{(\Delta x)^3} \qquad (6.69)$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}\right)_k = \frac{(w_{l+1} - w_{l-1}) - 2(w_{k+1} - w_{k-1}) + (w_{i+1} - w_{i-1})}{2(\Delta x)(\Delta y)^2}$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^3}\right)_k = \frac{w_m - 2w_l + 2w_i - w_h}{2(\Delta y)^3}$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right)_k = \frac{(w_{l+1} - w_{i+1}) - 2(w_l - w_i) + (w_{l-1} - w_{i-1})}{2(\Delta x)^2(\Delta y)}$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\right)_k = \frac{4w_k - 2(w_{k+1} + w_{k-1} + w_l + w_i) + (w_{i-1} + w_{i+1} + w_{l+1} + w_{l-1})}{(\Delta x)^2(\Delta y)^2}$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}\right)_k = \frac{w_{k+2} - 4w_{k+1} + 6w_k - 4w_{k-1} + w_{K-2}}{(\Delta x)^4}$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)_k = \frac{w_m - 4w_l + 6w_k - 4w_i + w_h}{(\Delta y)^4}$$

Înlocuind derivatele parţiale din ecuaţia diferenţială a plăcii cu expresii în diferenţe finite, se obţine ecuaţia diferenţială a plăcii scrisă în nodul k în diferenţe finite:

$$w_k\left[6\left(\delta + \frac{1}{\delta}\right) + 8 + \delta \cdot y\right] - 4\left[(1+\delta)(w_{k+1} + w_{k-1}) + \left(1 + \frac{1}{\delta}\right)(w_l + w_i)\right] + \qquad (6.70)$$

$$+2(w_{i+1} + w_{l+1} + w_{i-1} + w_{l-1}) + \delta(w_{k+2} + w_{k-2}) + \frac{1}{\delta}(w_m + w_h) = \frac{q(\Delta x)_k}{D}$$

unde: $\delta = \left(\frac{\Delta x}{\Delta y}\right)^2$ şi $y = \frac{K(\Delta x)^4}{D}$

Dacă se ia $\Delta x = \Delta y = \Delta$, ecuaţia de mai sus devine:

$$(20 + y)w_k - 8(w_{k-1} + w_{k+1} + w_l + w_i) + 2(w_{l-1} + w_{l+1} + w_{i+1} + w_{i-1}) +$$

$$+(w_{k-2} + w_{k+2} + w_m + w_h) = \frac{q_k \Delta^4}{D} \qquad (6.71)$$

Dacă în nodul k al plăcii acţionează o forţă concentrată, termenul liber din ecuaţii este de forma $\frac{P_k}{D}(\Delta x)^2$, respectiv $\frac{P_k \cdot \Delta^2}{D}$. Aceste expresii ale termenului liber de forma celor scrise mai sus se obţin prin înlocuirea sarcinii q_k cu $\frac{P_k}{(\Delta x)(\Delta y)}$. Dacă pe panoul cu centrul în nodul k nu acţionează nici o sarcină, termenul liber este zero.

Scriind ecuaţia de mai sus în toate nodurile alese pe placă, rezultă un sistem de MxN ecuaţii cu MxN + 4(M + N + 1) necunoscute. Numărul mai mare de necunoscute provine din faptul că, scriind ecuaţia în punctele marginale, pentru fiecare punct de pe contur intervin două puncte din afara plăcii, plus câte un punct de colţ. Pentru a scrie încă cele 4(M + N + 1) ecuaţii se pun următoarele condiţii de contur:

– pe laturile x=0 şi x=a se scrie $Q_x = M_x = 0$

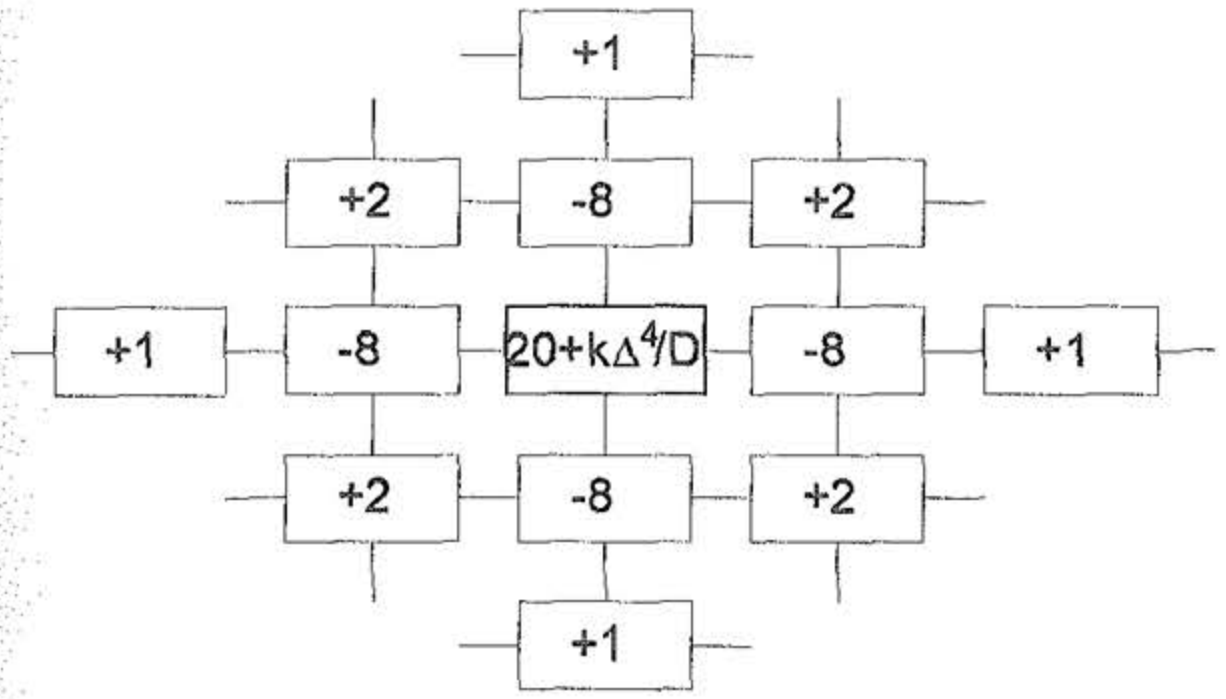
– pe laturile y=0 şi y=b se scrie $Q_y = M_y = 0$

– în fiecare colţ se mai scrie $M_{xy} = 0$.

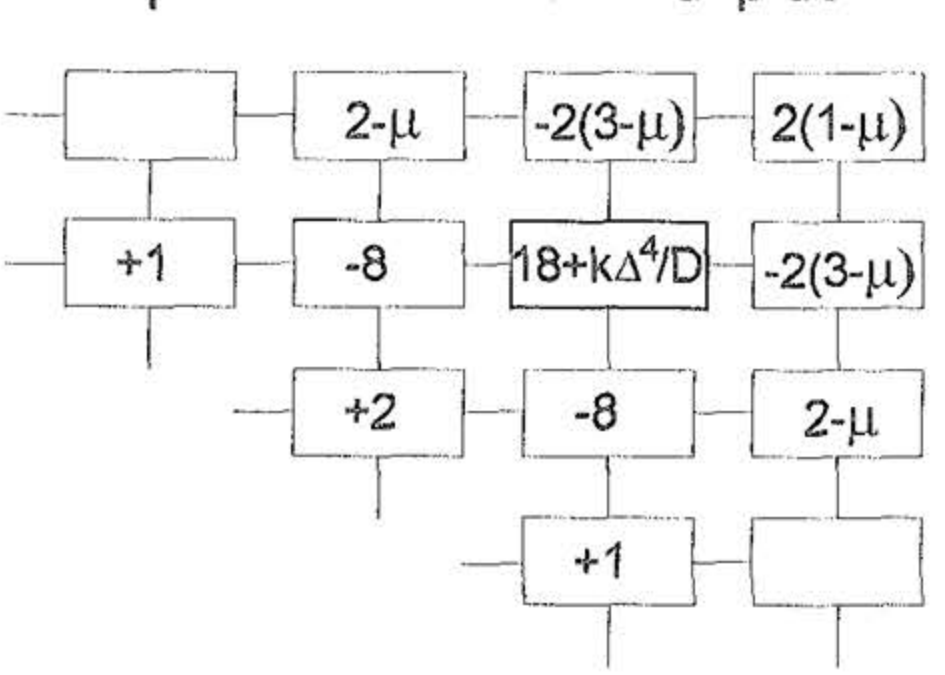
Având în vedere expresiile acestor eforturi în diferenţe finite, rezultă ecuaţiile necesare, astfel încât, în final, se obţine un sistem de (MxN + 4(M + N + 1)) ecuaţii cu tot atâtea necunoscute. Rezolvarea lui conduce la cunoaşterea săgeţilor w ale plăcii în toate nodurile acesteia, iar din relaţiile diferenţiale dintre eforturi şi săgeţi combinate cu derivatele parţiale ale săgeţii se pot determina eforturile M şi Q din placă.

Pentru diferite poziţii în care acţionează forţa exterioară, coeficienţii sistemului de ecuaţii (6.70) sunt daţi în Fig. 6.39.

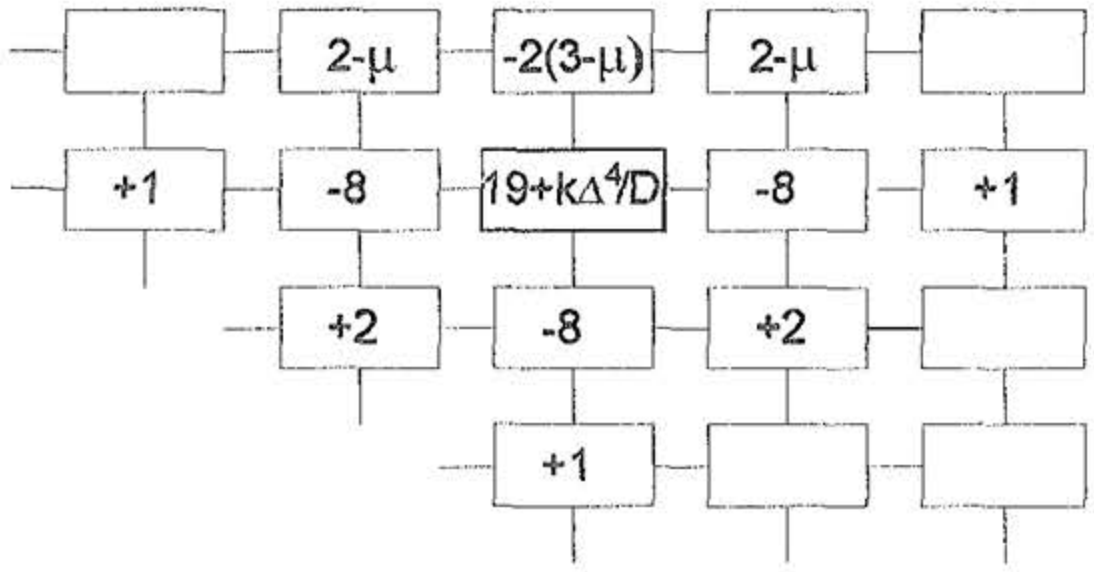
a. Model curent



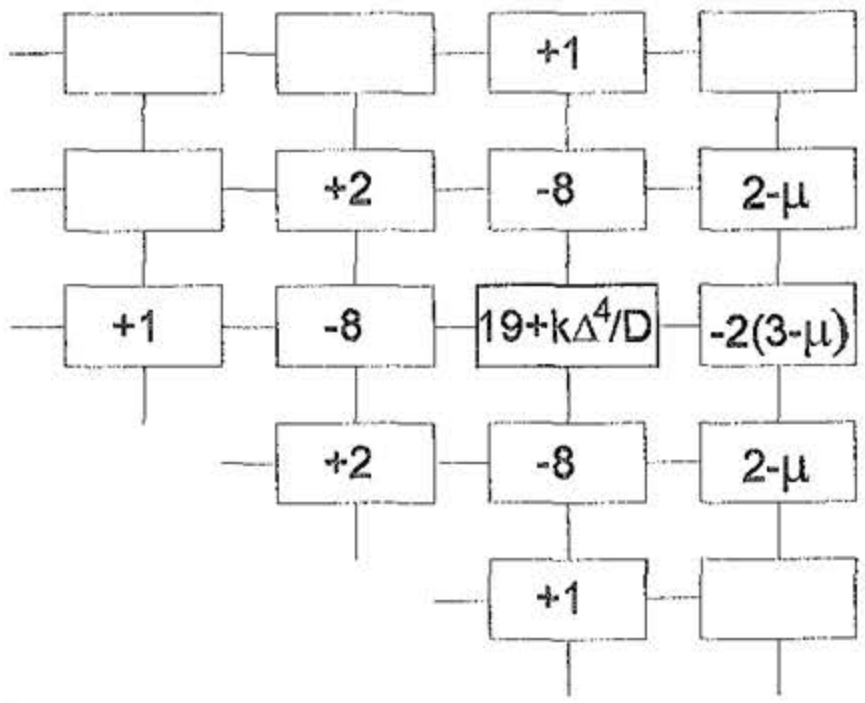
b. Model pentru un punct de colţ de pe conturul interior al plăcii



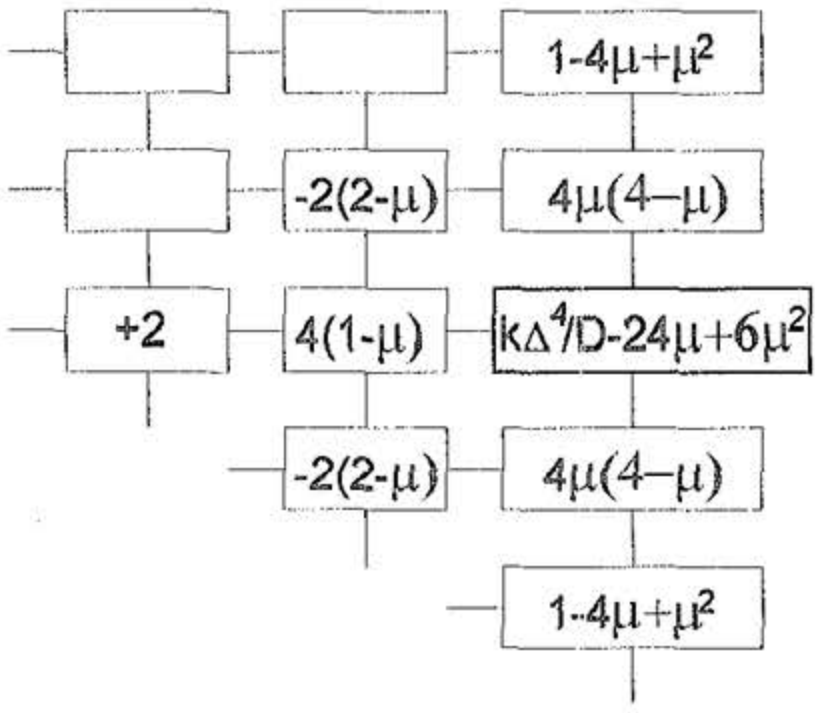
c. Model pentru un punct de colț situat pe primul contur interior al plăcii (paralel cu axa OX)



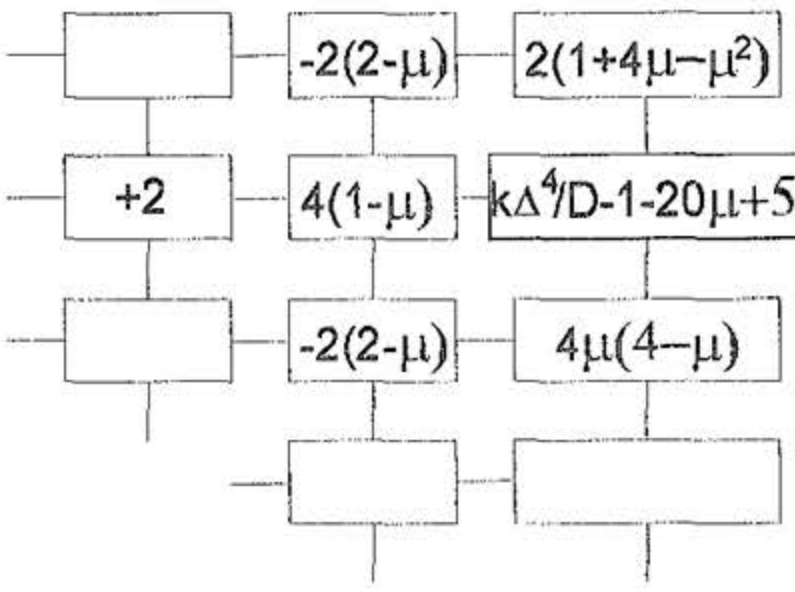
d. Model pentru un punct de colț situat pe primul contur interior al plăcii (paralel cu axa OY)



e. Model pentru un punct situat pe conturul plăcii



f. Model pentru un punct situat pe conturul plăcii



g. Model pentru un punct situat pe colț de pe conturul plăcii

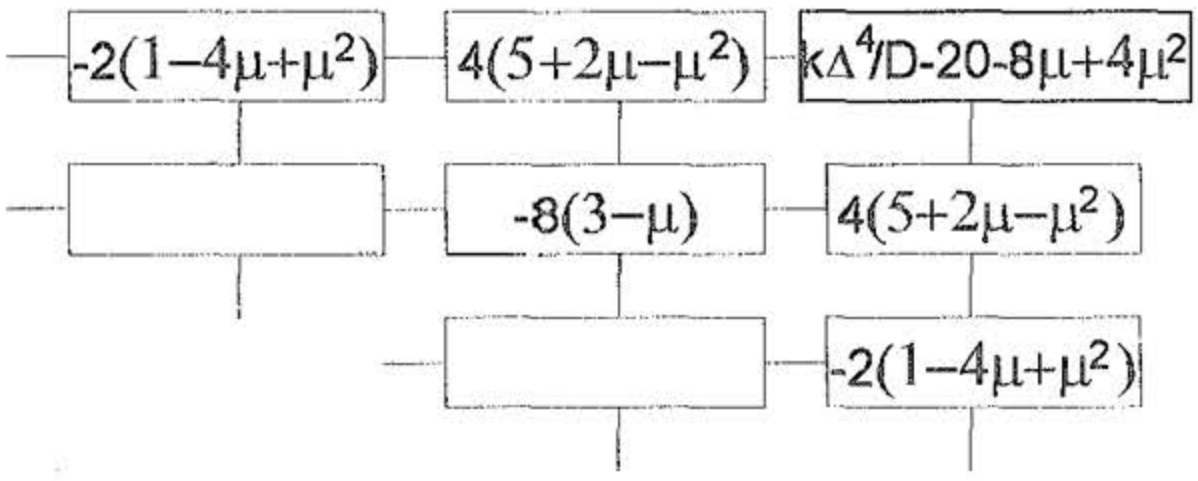


Fig. 6.39. Coeficienții sistemului de ecuații diferențiale a plăcii

6.4.2.7. Metoda numerică în model Boussinesq

În acest model se porneşte tot de la ecuaţia diferenţială a plăcii în coordonate carteziene, dar nu se mai înlocuieşte presiunea de contact p cu Kw, ci se lasă ca necunoscută, astfel că sunt două necunoscute în ecuaţie: p şi w. Este necesară acum încă o relaţie între p şi w, aceasta fiind ecuaţia următoare:

$$w(x,y)=\frac{1-\nu_0^2}{\pi E_0}\iint_S \frac{p(\xi,\eta)d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2+(x-\eta)^2}} \tag{6.73}$$

Ecuaţiile formează un sistem integro-diferenţial în necunoscutele w(x,y) şi p(x,y). Nu se cunosc rezolvări analitice ale acestui sistem, care să poată fi utilizate în aplicaţii.

Pentru rezolvarea numerică a acestui sistem, ecuaţia diferenţială a plăcii în coordonate carteziene se transcrie în diferenţe finite, aşa cum s-a procedat anterior, pentru cazul $\Delta x=\Delta y=\Delta$ rezultând ecuaţia:

$$\begin{aligned}&20\,w_k-8(w_{k+1}+w_{k-1}+w_l+w_i)+2(w_{l-1}+w_{l+1}+w_{i+1}+w_{i-1})+\\&+(w_{k-2}+w_{k+2}+w_m+w_h)+\frac{\Delta^4}{D}p_k=\frac{\Delta^4}{D}q_k\end{aligned} \tag{6.74}$$

Numărul total al acestor ecuaţii este MxN, iar numărul necunoscutelor este 2(MxN) + 4(M + N + 1). Pentru cele 4(M + N + 1) necunoscute se scriu condiţiile de contact precizate la MDF model Winkler.

Cele MxN ecuaţii necesare încă se obţin prin transcrierea numerică a celei de a doua ecuaţii a sistemului integro-diferenţial. Pentru aceasta se utilizează formulele de integrare numerică. Astfel, cu regula trapezului (Simpson) relaţia devine:

$$w_k=\frac{1-\nu_0^2}{\pi E_0}\Delta^2\left[\sum\nolimits_1\frac{p_i}{r_{k_i}}+\frac{1}{2}\sum\nolimits_2\frac{p_i}{r_{k_i}}+\frac{1}{4}\sum\nolimits_3\frac{p_i}{r_{k_i}}+\frac{p_k}{r_0}\right] \tag{6.75}$$

unde: $r_{k_i}=\sqrt{(\xi_i-x_k)^2+(\eta_i-y_k)^2}$ este distanţa dintre două puncte k şi i de pe placă,

$\sum_1$ se extinde la toate punctele din interiorul plăcii, cu excepţia punctului k,

$\sum_2$ se extinde la toate punctele de pe contur, cu excepţia colţurilor,

$\sum_3$ se extinde la punctele din colţuri,

r_0 este o valoare ce se stabileşte mai jos.

Relaţia de mai sus nu este utilizabilă pentru i = k, întrucât rezultatul $r_{kk}=0$ şi $p_k/r_{kk}=\infty$.

Dacă se presupune însă că încărcarea p_k este distribuită uniform pe dreptunghiul S_k cu laturile Δx şi Δy, Fig. 6.40, atunci integrala din relaţia a doua a sistemului integro-diferenţial se poate calcula obţinându-se:

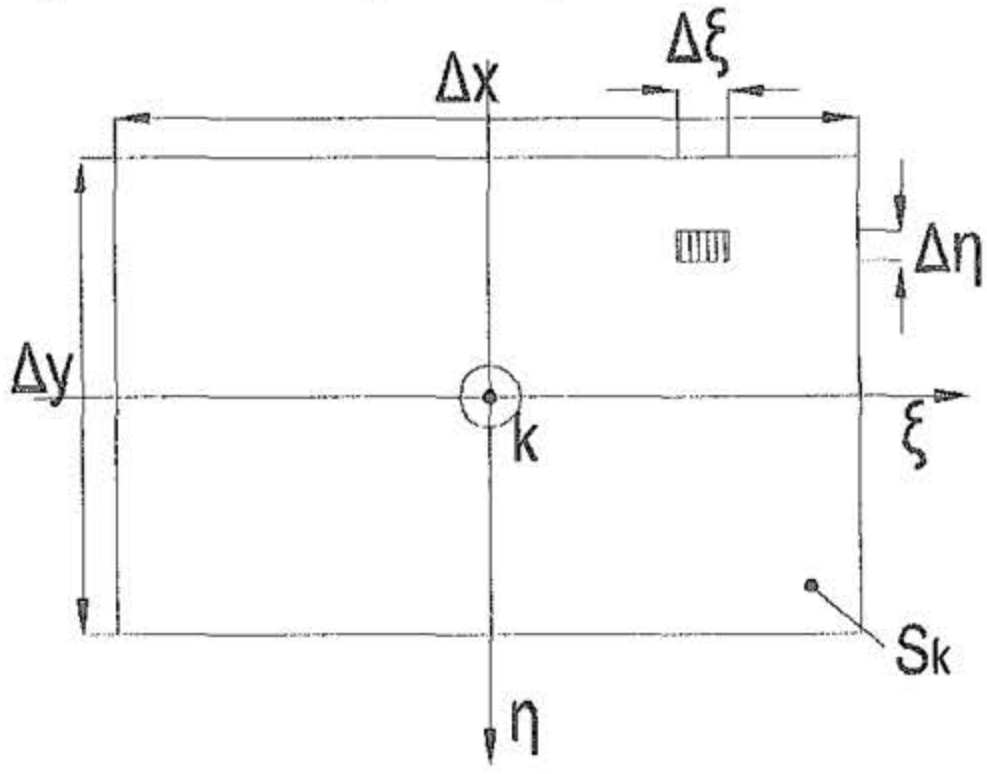


Fig. 6.40. Panoul aferent modulului k

$$I_0 = \iint_{S_K} \frac{p_k}{\sqrt{\xi^2+\eta^2}} d\xi d\eta = 4\, p_k \int_0^{\Delta x/2} d\xi \int_0^{\Delta y/2} \frac{d\eta}{\sqrt{\xi^2+\eta^2}} \tag{6.76}$$

În final se obţine:

$$I_0 = (\Delta x)(\Delta y)\frac{p_k p_0}{\Delta x} \tag{6.77}$$

unde:

$$p_0 = 2\frac{\Delta x}{\Delta y}\left\{ ln\left(\frac{\Delta y}{\Delta x}\right) + \frac{\Delta y}{\Delta x} ln\left[\frac{\Delta x}{\Delta y} + \sqrt{\left(\frac{\Delta x}{\Delta y}\right)^2 + 1}\right] + ln\left[1 + \sqrt{\left(\frac{\Delta x}{\Delta y}\right)^2 + 1}\right]\right\} \tag{6.78}$$

şi se dă în tabelul următor:

Tabelul 6.2. Valorile p_0

$\frac{\Delta x}{\Delta y}$	$\frac{2}{3}$	1	2	3	4	5
p_0	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322

Pentru a păstra asemănarea termenilor din relaţia:

$$w_k = \frac{1-v_0^2}{\pi E_0}\Delta^2\left[\sum_1 \frac{p_i}{r_{k_i}} + \frac{1}{2}\sum_2 \frac{p_i}{r_{k_i}} + \frac{1}{4}\sum_3 \frac{p_i}{r_{k_i}} + \frac{p_k}{r_0}\right] \tag{6.79}$$

se introduce notaţia $\frac{1}{r_0} = \frac{p_0}{\Delta x}$, rezultând că termenul corespunzător punctului K este p_k / r_0.

După scrierea relaţiei în toate punctele plăcii se obţine sistemul de 2(MxN) + 4(M + N + 1) ecuaţii cu tot atâtea necunoscute, care rezolvat, conduce la determinarea săgeţilor şi presiunilor de contact în toate nodurile plăcii. În continuare se determină eforturile M şi Q în placă.

Pentru programare la calculator operaţiile şi ecuaţiile deduse pot fi uşor transpuse într-o formă matriceală.

Presiunile (p_1) corespund determinanţilor terenului, şi la un moment de solicitare, în teren apar zone plastice daca $p_i \geq p_{pl}$. Presiunea limită la care un pământ cedează se determină în funcţie de poziţia punctului de aplicare P_i.

Dacă avem o încărcare centrică, încărcarea totală centrică are valoarea:

$$p_{cr} = p_{cr} \cdot A \tag{6.80}$$

Dacă avem o încărcare excentrică, presiunea limită maximă la care terenul cedează local, în zona de teren situată la bazei radierului $p_{l,m}$ variază liniar între p_{pl} pe conturul radierului şi o valoare p_v, corespunzătoare centrului de greutate al suprafeţei radierului. Această presiune se calculează cu relaţia:

$$p_v = 3p_{pl} - 2p_{cr} \tag{6.81}$$

Pentru că ţine seama de faptul că presiunile repartizate de radier nu pot depăși presiunile limită de cedare locală a terenului, se procedează iterativ:

Se determină valorile p_i şi s_i pe suprafaţa radierului

Valorile presiunilor se pot situa în unul din următoarele cazuri:

$$0 < p_i \leq p_{c,i}$$

$$p_i > p_{c,i} \tag{6.82}$$

$$p_i < 0$$

unde: p_i – presiunea în punctul " i ",

$p_{c,i} - 0{,}9 \cdot p_{lim,i}$,

CLUJ-NAPOCA
BIBLIOTECA
UNIVERSITATEA TEHNICA

$p_{lim,i}$ – presiunea corespunzătoare punctului „i" determinată prin interpolare între p_{pl} şi p_v în funcţie de poziţia punctului „i" și punctul de aplicare al forţei P_i

Pentru toate punctele în care se îndeplineşte condiţia $p_i > p_{c,i}$ se introduc $p_i=p_{c,i}$ în termenii sistemului de ecuaţii. Calculul se continuă cu mai multe iteraţii până condiţia distribuţiei finale a presiunilor de contact îndeplineşte condiţia $0< p_i< p_{c,i}$.

Dacă P este mare sau cu excentricitate mare, condiţia de mai sus nu poate fi îndeplinită şi nici satisfăcută de presiunile pe teren , astfel încât:

– fie nu se poate obţine condiţia de echilibru global,

– fie suprafaţa activă se reduce sub 50%.

În ambele situaţii se produce pierderea stabilității generale a terenului de fundare de sub radier prin refulare laterală, diferență de tasare sau tasări relative excesive.

6.4.2.8. Metoda elementelor finite

Există deja multe lucrări în care se prezintă metoda elementelor finite la calculul plăcilor plane, motiv pentru care în această lucrare se fac numai precizări legate de prezenţa terenului pe care reazemă placa.

Se cunoaşte că pentru formularea calculului prin metoda elementelor finite, placa se împarte în elemente finite de diferite forme. Cele mai utilizate sunt elementele finite dreptunghiulare şi triunghiulare. Punctele în care se întâlnesc aceste elemente se numesc noduri sau puncte nodale. Se precizează apoi gradele de libertate ale unui nod. La plăcile plane încărcate normal pe planul lor sunt suficiente trei grade de libertate: o deplasare verticală w şi două rotiri: θ_x şi θ_y. Alegând legea de variaţie a deplasării w, se exprimă deplasările din câmpul elementului finit cu ajutorul deplasării nodurilor. Se exprimă apoi forţele din noduri în funcţie de deplasările nodale, obţinându-se matricea de rigiditate a elementului de placă. Trecând de la element la placă, se obţine relaţia dintre forţele exterioare ce acţionează în noduri şi deplasările nodurilor sub forma:

$$[Q]=[k_p][q] \tag{6.83}$$

unde: $[Q]$ este vectorul sarcinilor exterioare aplicate în noduri:

$$[Q]^T=[N, M_x, M_y] \tag{6.84}$$

$|k_p|$ este matricea de rigiditate asamblată a plăcii;

$[q]$ - vectorul deplasărilor nodale:

$$[q]^T = [w]|\theta_x \theta_y| \tag{6.85}$$

Dacă placa nu este aşezată pe teren, rezolvarea sistemului de ecuaţii conduce la determinarea deplasărilor nodale $[q]=|k_p|^{-1}[Q]$, cu ajutorul cărora se pot stabili eforturile în placă.

La plăcile aşezate pe teren ecuaţia matriceală $[Q]=|k_p|[q]$ trebuie modificată pentru a introduce în ea aportul terenului de fundare. Rigiditatea plăcii rezemată pe teren se modifică.

Dacă terenul se consideră un mediu (semispaţiu) elastic continuu, omogen şi izotrop (mediu Boussinesq), el poate fi înlocuit cu o serie de arii de presiune dreptunghiulare, ale căror centre coincid cu punctele nodale ale plăcii şi rămân în contact cu acestea. Presiunile de contact se consideră a fi constante în interiorul fiecărui dreptunghi.

Folosind relaţia lui Boussinesq dintre tasarea w şi presiunea de contact, se poate scrie:

$$w_{ij} = \frac{P_j\left(1-v_0^2\right)}{\pi E_0} \cdot \frac{1}{|a_i - a_j|} \tag{6.86}$$

unde prin P_j s-a notat forţa nodală din nodul j. Dacă i = j, deplasarea w_{ii} poate fi calculată cu relaţia:

$$w_{ii} = \frac{P_i\left(1-v_0^2\right)}{\pi a E_0} p_0 \tag{6.87}$$

unde a este lungimea elementului finit de placă.

Scriind relaţiile de mai sus pentru toate punctele nodale, rezultă matricea de flexibilitate a terenului, vectorul $[q]$ al deplasărilor nodale putând fi exprimat astfel:

$$[q] = \frac{1-v_0^2}{\pi \cdot a \cdot E_0}[f] \cdot [P] \tag{6.88}$$

unde s-a notat cu $[f]$ matricea de flexibilitate a terenului şi cu $[P]$ vectorul forţelor nodale provenite din presiunea de contact.

Din ecuaţia anterioară prin inversare, se obţine:

$$[P]=\frac{a\pi E_0}{1-\nu_0^2}[K_t][q] \tag{6.89}$$

unde $[K_t]$ este matricea de rigiditate a terenului, egală cu $[f]^{-1}$.

Acum se poate suprapune vectorul $[P]$ peste vectorul $[Q]$ dat de relaţia matriceală dintre forţele exterioare ce acţionează în noduri şi deplasările nodurilor, rezultând matricea de rigiditate a ansamblului placă-teren, ca sumă a matricelor de rigiditate a celor două elemente, după relaţia:

$$[Q]=[K_p][q]+\frac{a\pi E_0}{1-\nu_0^2}[K_t][q]=\left([K_p]+\frac{a\pi E_0}{1-\nu_0^2}\right)(q)=[K_{pt}][q] \tag{6.90}$$

unde s-a notat cu $[K_{pt}]$ matricea de rigiditate a ansamblului placă-teren.

Din ecuaţie rezultă deplasările nodale, sub forma:

$$[q]=[K_{pt}]^{-1}\cdot[Q] \tag{6.91}$$

Cu deplasările $[q]$ cunoscute, se pot determina eforturile în punctele nodale ale plăcii. Dacă pentru teren se foloseşte modelul Winkler, matricea de rigiditate a terenului poate fi obţinută, scriind energia de deformaţie a terenului sub forma:

$$E_{teren}=\int_0^a\int_0^b\frac{1}{2}Kw^2dxdy \tag{6.92}$$

unde a şi b sunt dimensiunile elementului finit de placă.

6.5. Proiectarea radierelor situate sub nivelul apei

În cazul radierelor folosite pentru hidroizolarea subsolului solicitările care acţionează asupra radierului sunt cele date în Fig. 6.41 (Frank, 2007).

În această situație starea limită la subpresiune este UPL. Verificarea la subpresiune trebuie să asigure ca valoarea de calcul a combinaţiei forţelor destabilizatoare ($d_{st,d}$) să fie mai mică ca suma forţelor stabilizatoare ($V_{stb,d}$), care poate fi scrisă:

$$V_{dst,d}\le\gamma_G G_d+\gamma_Q Q_d+T_d \tag{6.93}$$

– Pardoseli cu încărcări normale:
  – coeficientul de pat minim: $K_x \geq 0.06 N/mm^3$,
  – modul de deformaţie liniară: $E_{v2} \geq 125 MN/mm^{2;}$,
  – raportul $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$.
– Pardoseli cu încărcări mari:
  – coeficientul de pat minim: $K_x \geq 0.1 N/mm^3$,
  – modul de deformaţie liniară: $E_{v2} \geq 160 MN/mm^{2;}$,
  – raportul $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$.

Valoarea modulului de deformaţie liniară, pentru prima încărcare (E_{v1}) şi pentru a doua încărcare (reîncărcare) (E_{v2}) se determină cu încercarea cu placa de probă (D=300 mm) după metodologia dată în normativul EN ON B 4417 (SR EN 1997-2/2008).

Pardoseala de beton se va executa cu respectarea următoarelor recomandări:

– Clasa minimă de beton - C30/37 cu A/C≤0.5, ciment CEM 32.5.
– Nu se vor utiliza cimenturi cu priză rapidă.
– Se va utiliza armarea dispersă cu fibre de oţel și/sau plase sudate.
– Grosimea plăcii (d) trebuie să se situeze în intervalul 14cm<d<26 cm.
– Se vor prevedea rosturi de dilatare și de turnare.

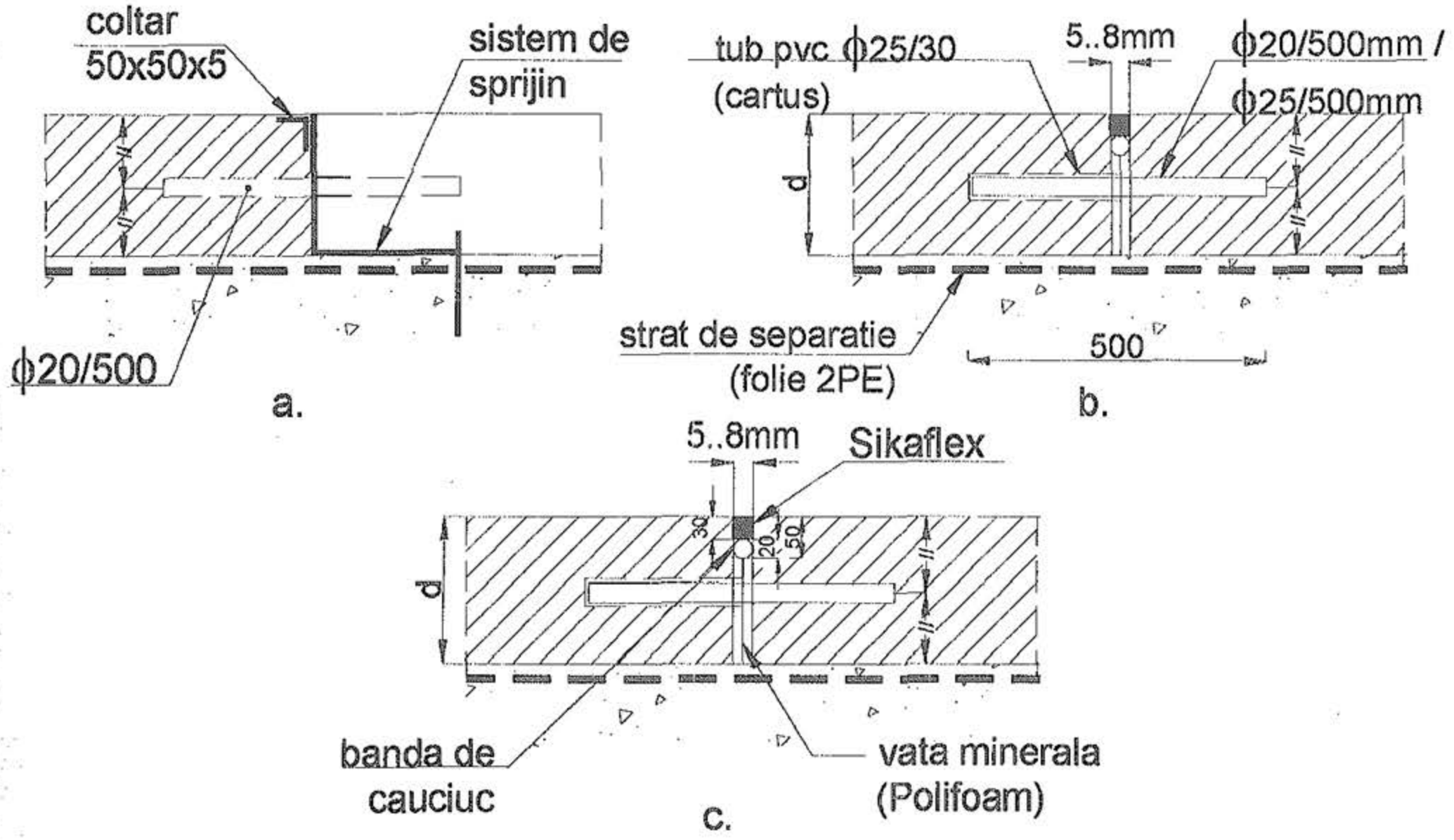


Fig. 7.3. Rost de turnare

Rosturile de turnare se vor prevedea în funcție de posibilitatea de turnare a betonului. Ele se prevăd pe toată înălțimea plăcii și se vor prelucra pentru a asigura continuitatea plăcii. Rosturile de turnare se vor executa conform Fig. 7.3. În general, datorită dificultăților de umplere a acestora, este preferată evitarea lor, dacă este posibil.

O soluție mai simplă de cofrare laterală a rosturilor laterale este dată în Fig. 7.4. Executarea rostului de turnare poate fi făcută și similar cu cele executate la radierele de beton armat (vezi Capitolul 6).

După aproximativ 80 de zile rosturile de turnare se umplu cu material flexibil (de exemplu Sikaflex 11FC în prima fază și Sikadur 51 – după consumarea contracțiilor), pentru a nu permite deteriorarea muchiilor.

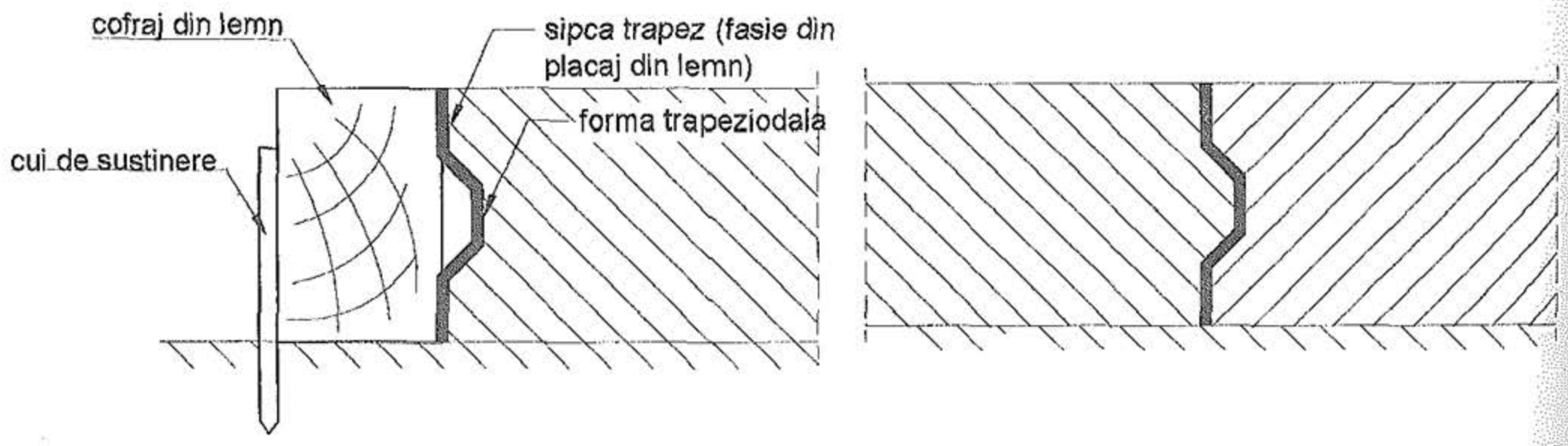


Fig. 7.4. Executarea rosturilor de tasare la pardoseli

În zona rostului de turnare armătura de continuitate se va dispune pe capre, Fig. 7.5.

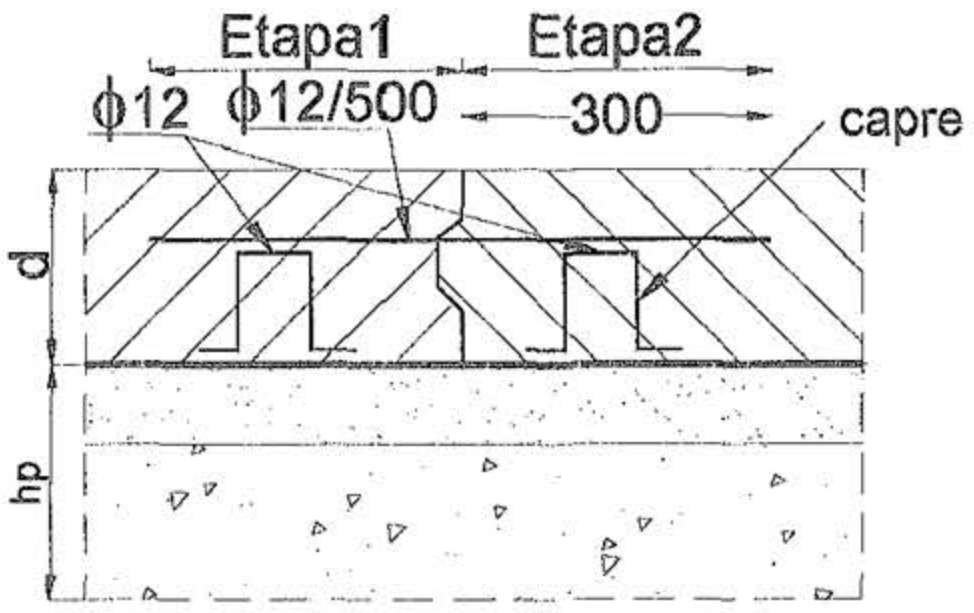


Fig. 7.5. Armarea rostului de turnare

În zonele din jurul fundațiilor existente, pardoselile se întrerup prin rosturi de turnare executate la 45^{o} pe toate laturile stâlpului, Fig. 7.6.

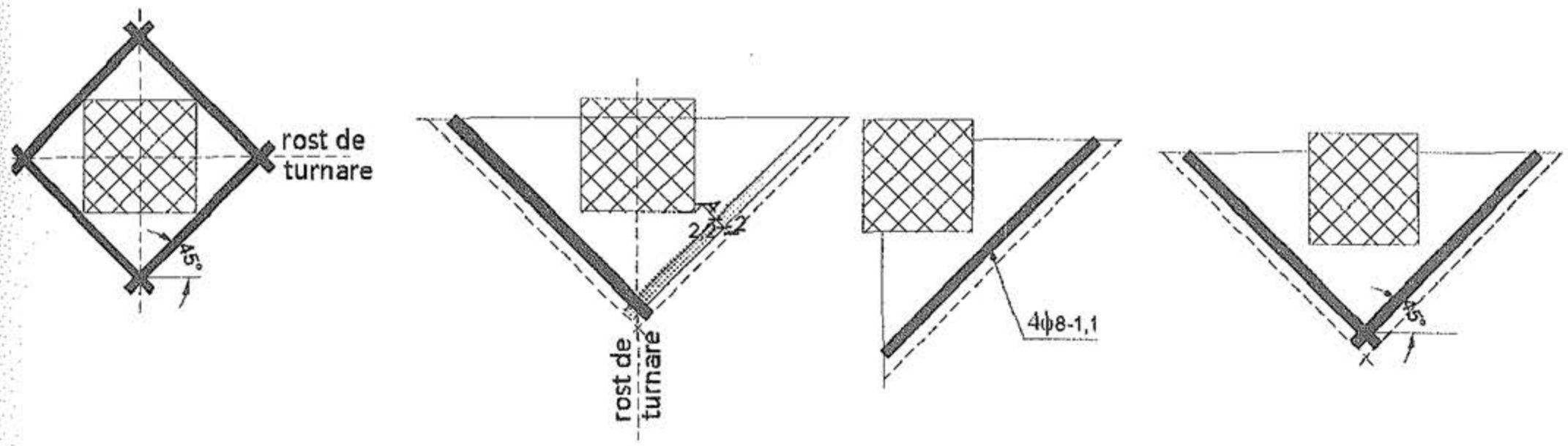


Fig. 7.6. Rosturi de turnare

La intrare și în zona porților se recomandă consolidarea pardoselilor cu colțare executate din platbandă 50x50x5, Fig. 7.7.

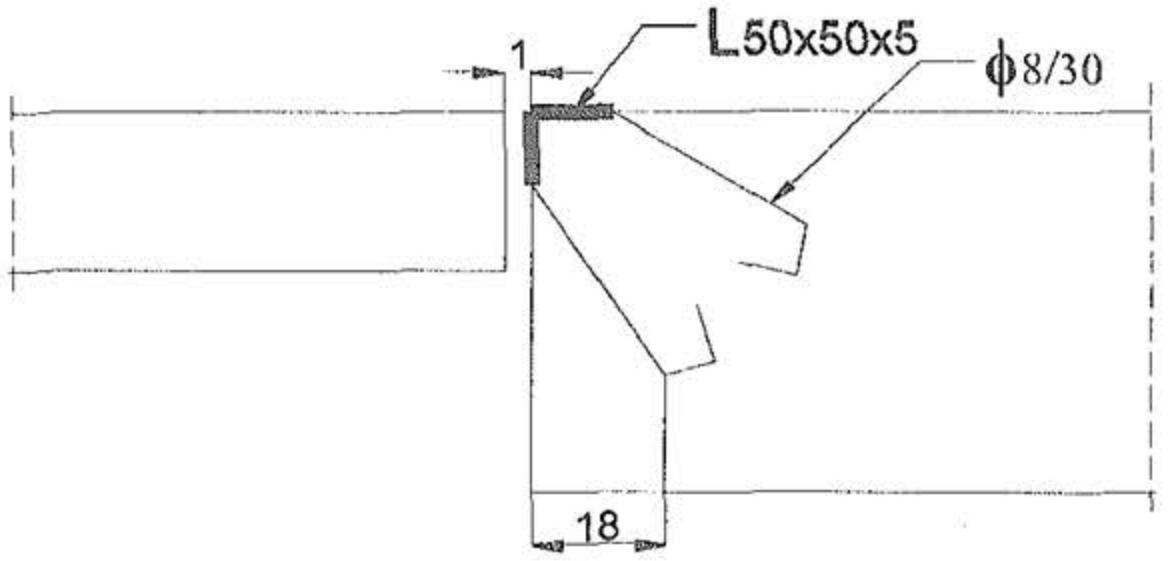


Fig. 7.7. Consolidarea colțurilor la rost

În cazul în care există stâlpi intermediari neportanți rezemarea lor se face pe fundații izolate elastice, Fig.7.8

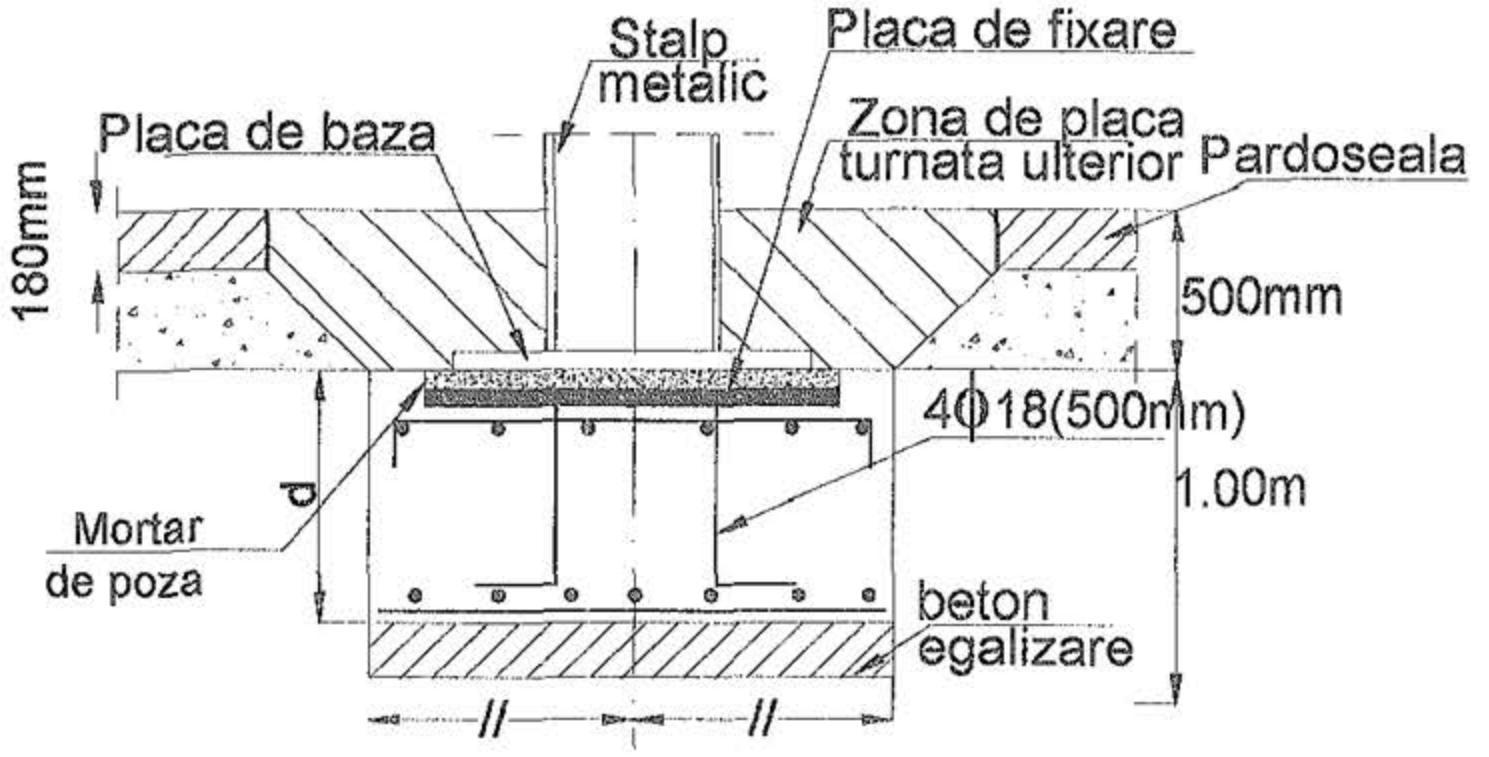


Fig. 7.8. Rezemarea stâlpilor pe pardoseală prin fundații izolate

În dreptul golurilor de uşă se impune consolidarea plăcii prin prevederea unei grinzișoare de beton armat, Fig. 7.9.

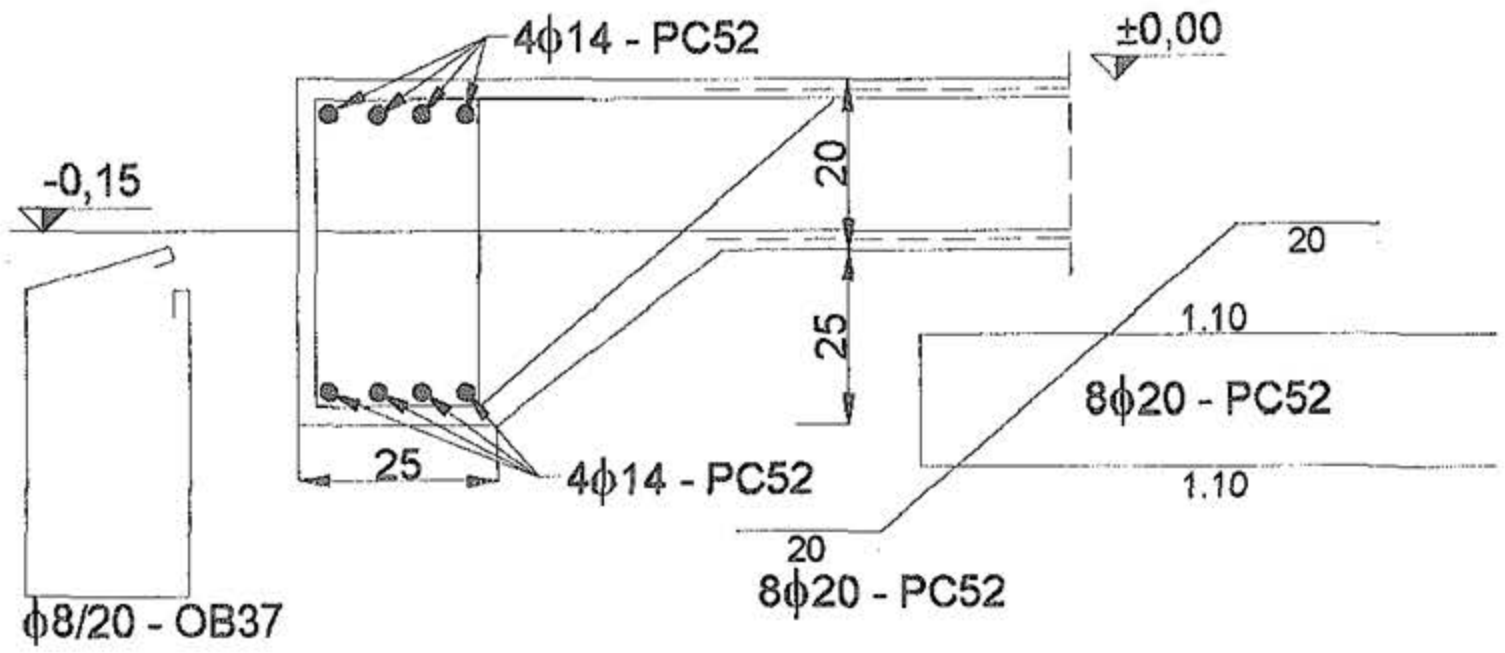


Fig. 7.9. Bordări de goluri

Pentru solicitări mici pe stâlp, fundația poate fi executată prin îngroșarea plăcii pardoselii, Fig. 7.10.

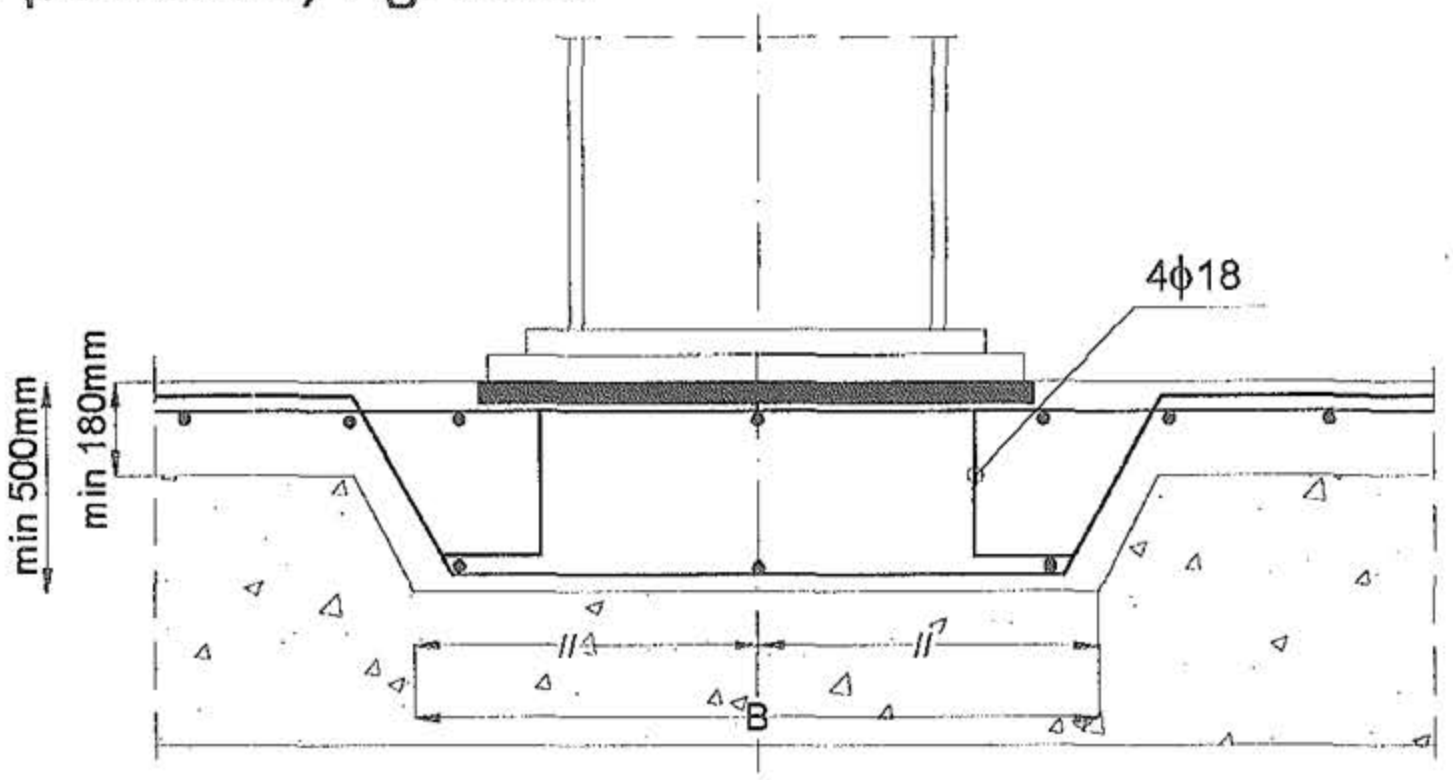


Fig. 7.10. Rezemarea stâlpilor pe pardoseală prin îngroşarea acesteia

Rosturile de contracţie se execută după executarea plăcii (maxim 4 ore) pe o adâncime de 1/3 din înălţimea plăcii, Fig. 7.11.

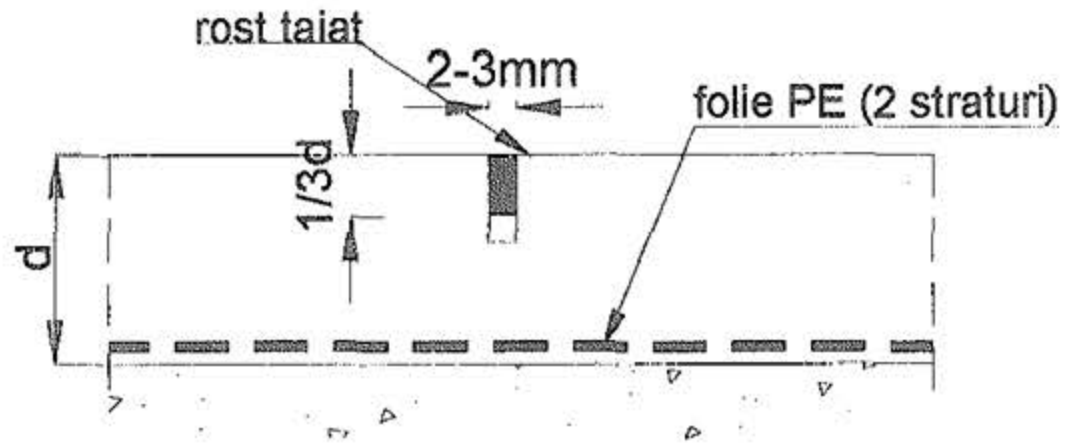


Fig. 7.11. Adâncimea de tăiere la rosturi

Rostul se va umple cu aceleași materiale ca rosturile de turnare (Sikaflex, Sikadur etc.).

Armarea betonului poate fi făcută cu fibre de oţel (armare dispersă) sau cu bare independente pe feţele plăcii.

În cazul în care pardoselile se prevăd la cote diferite conformarea lor trebuie să se facă după cum se indică în Fig. 7.12.

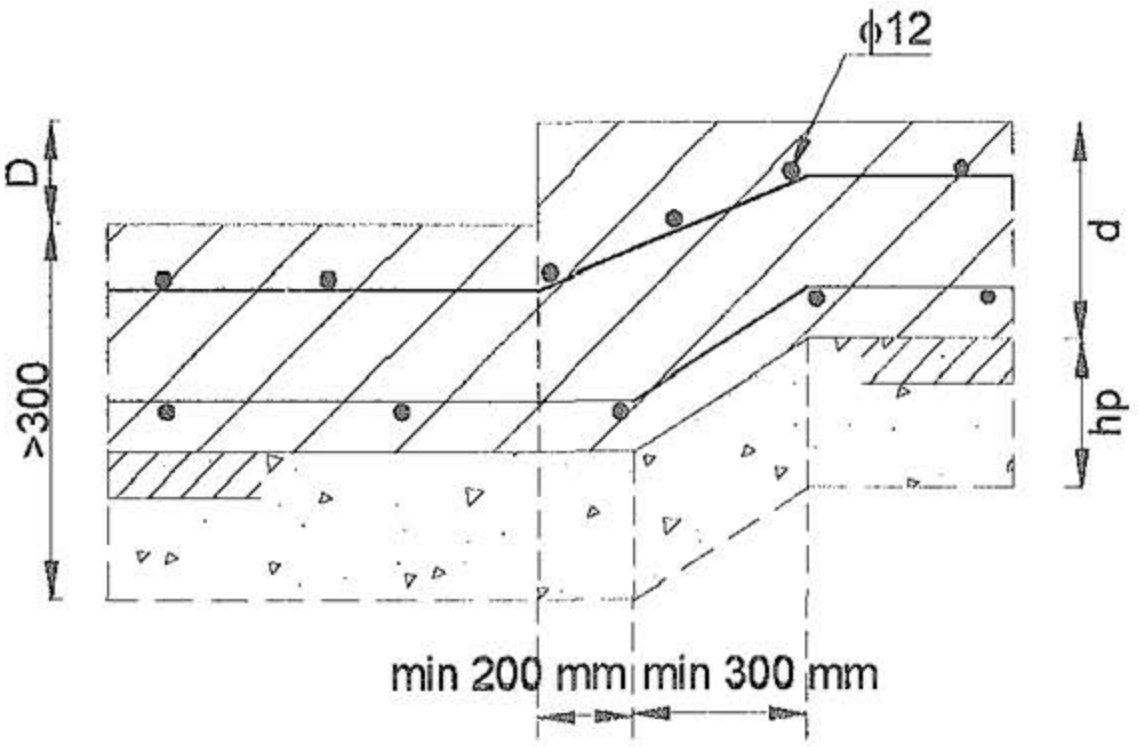


Fig. 7.12. Plăci de pardoseli denivelate

O altă soluție este prevederea unei grinzi de beton armat la zona denivelării, Fig. 7.13.

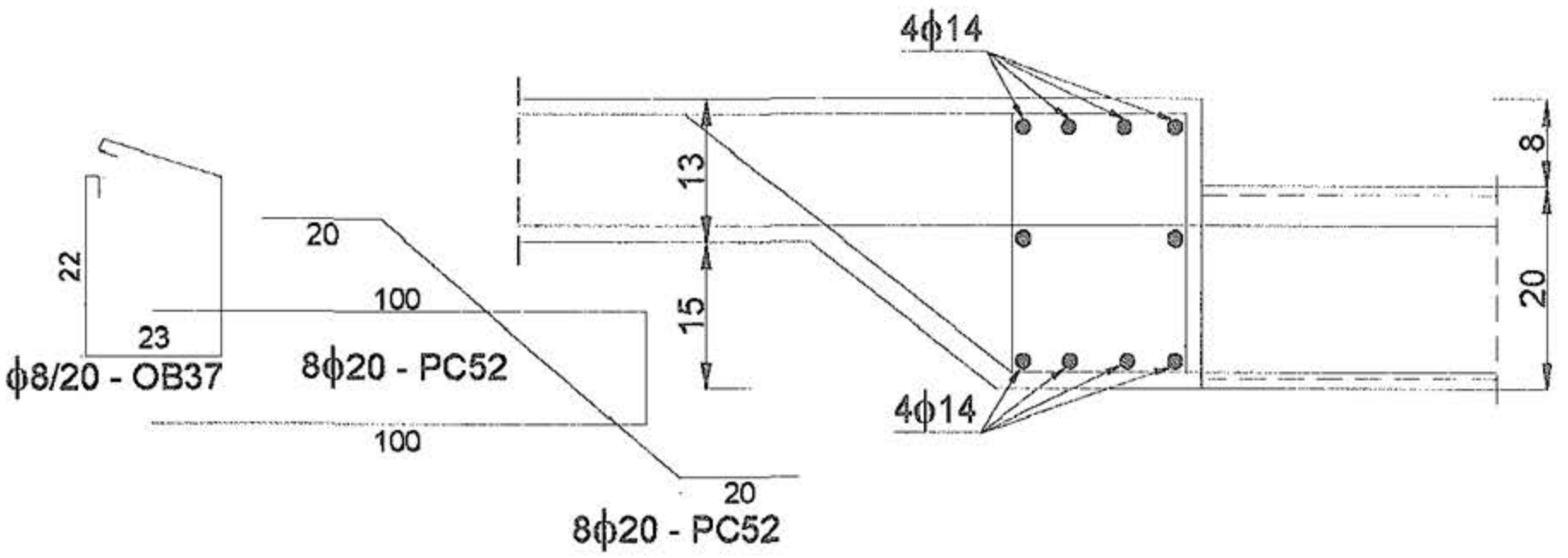


Fig. 7.13. Armarea plăcii denivelate

Se recomandă ca mărimea panourilor determinate de rosturile de contracţie să nu depăşească următoarele valori :

– Pentru turnare în aer liber $L \leq 6m$ sau $L \leq 33 \cdot d$,

– Pentru turnare în hale deschise $L \leq 8m$,

– Pentru turnare în hale închise $L \leq 12$ m,

dar în nici un caz latura panourilor nu trebuie să depăşească valoarea de 60xd.

Dacă denivelarea apare pe o adâncime mai mare la conformarea pardoselii se vor introduce armături suplimentare, Fig. 7.14.

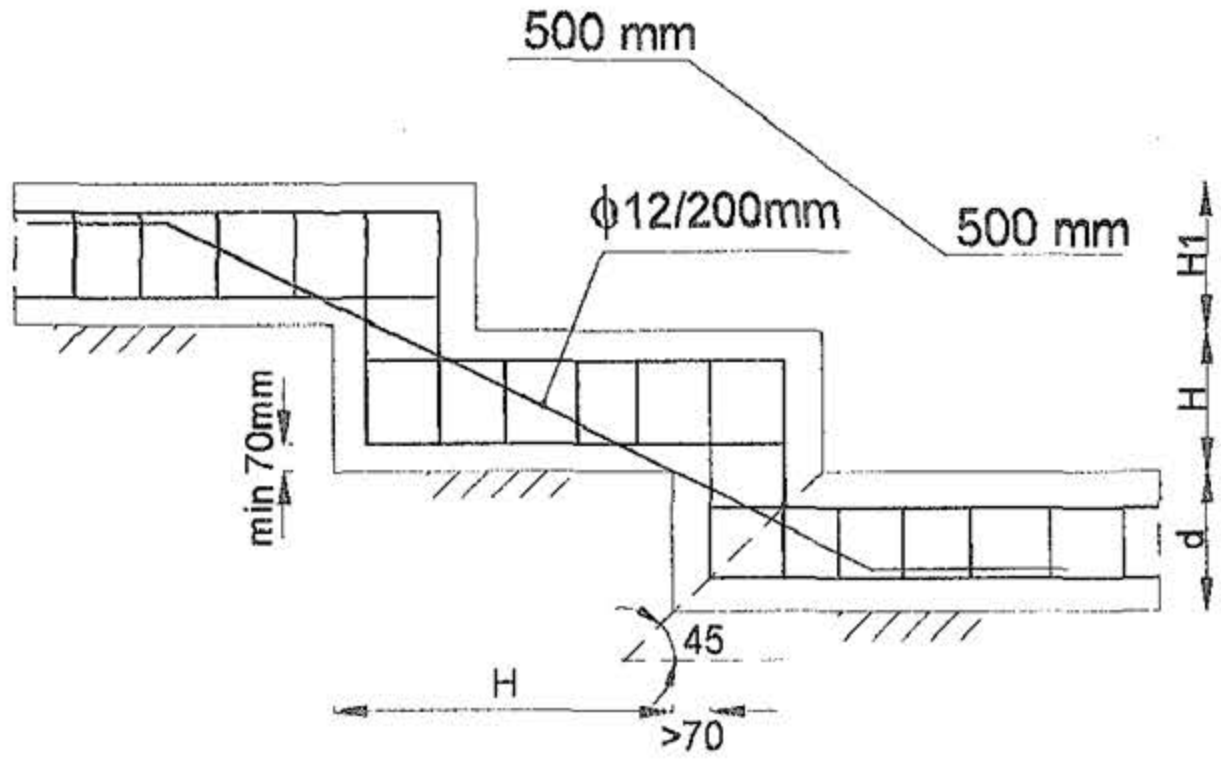


Fig. 7.14. Conformarea plăcii în zone cu denivelări

În cazul în care se prevede dispunerea unor utilaje sau echipamente se impune o consolidare locală a plăcii, Fig. 7.15.

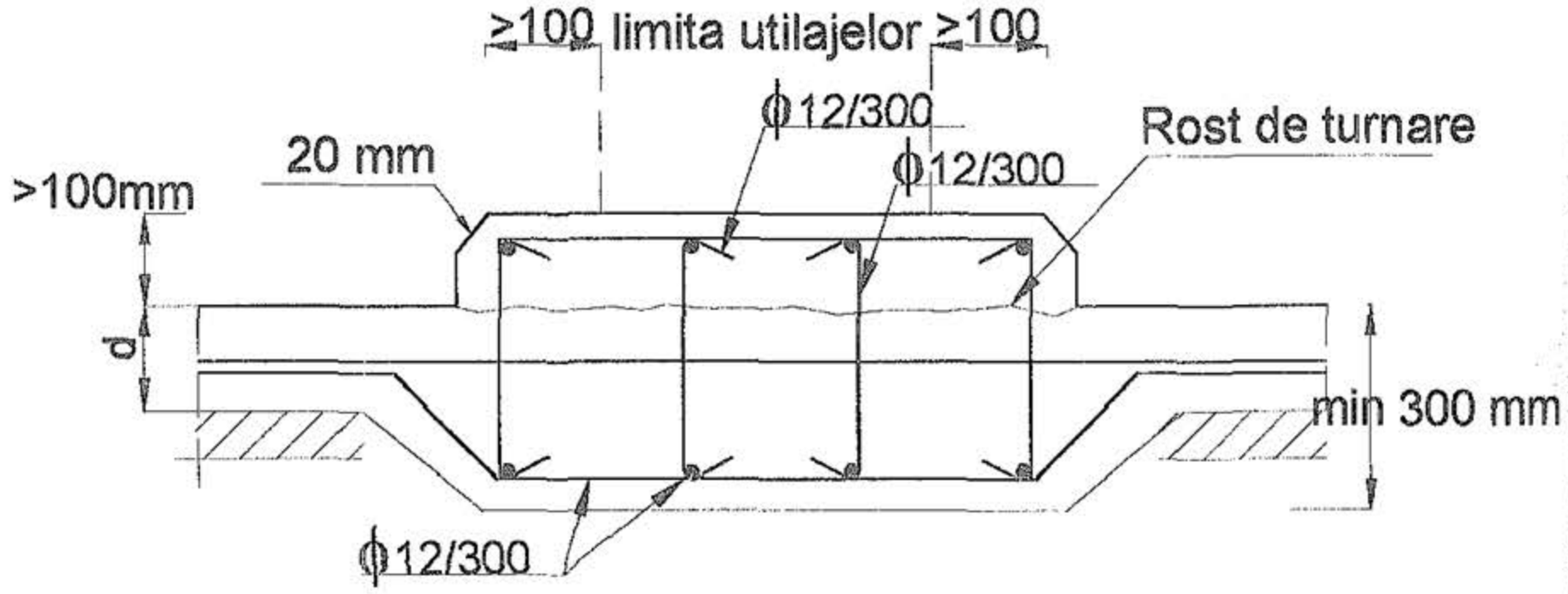


Fig. 7.15. Conformarea plăcii pentru utilaje ușoare

În cazul în care terenul de fundare este compresibil rezemarea directă a pernei de balast şi a pardoselii este nerecomandată. În cazul în care în structura terenului apar straturi foarte deformabile (nămoluri, turbe etc.), executarea piloților poate conduce la apariţia fenomenului de pompare a materialului moale şi la crearea unei zone foarte afânate, Fig. 7.16.

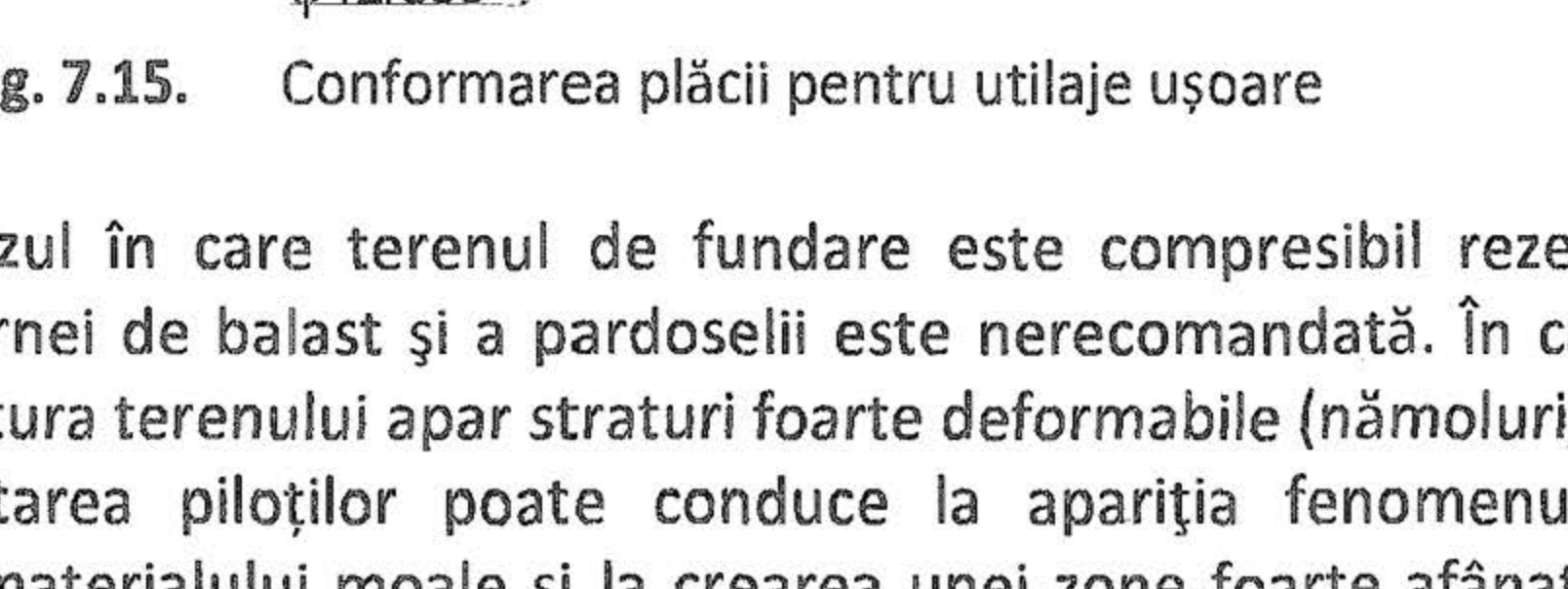


Fig. 7.16.

Sub încărcări externe produse de greutatea proprie și solicitările utile (5-65kN/m^2), se poate produce o deformație în timp a pachetului de straturi compresibile care conduce la apariţia unei tasări a unei zone extinse de sub pardoseală. În aceste situații placa pardoselii se va deforma sau se va suspenda de fundaţia existentă, supraîncărcând fundația peste limita capacității portante.

În aceste situaţii se impune adoptarea uneia din soluțiile:

a. Rezemarea plăcii pardoselii pe piloţi izolaţi / micropiloţi, Fig. 7.17. Pe zona de rezemare a plăcii se vor executa grinzi înglobate în placa pardoselii.

b. Executarea unui planşeu de beton armat (grinzi +placă) rezemat pe fundaţia pe piloţi a stâlpilor.

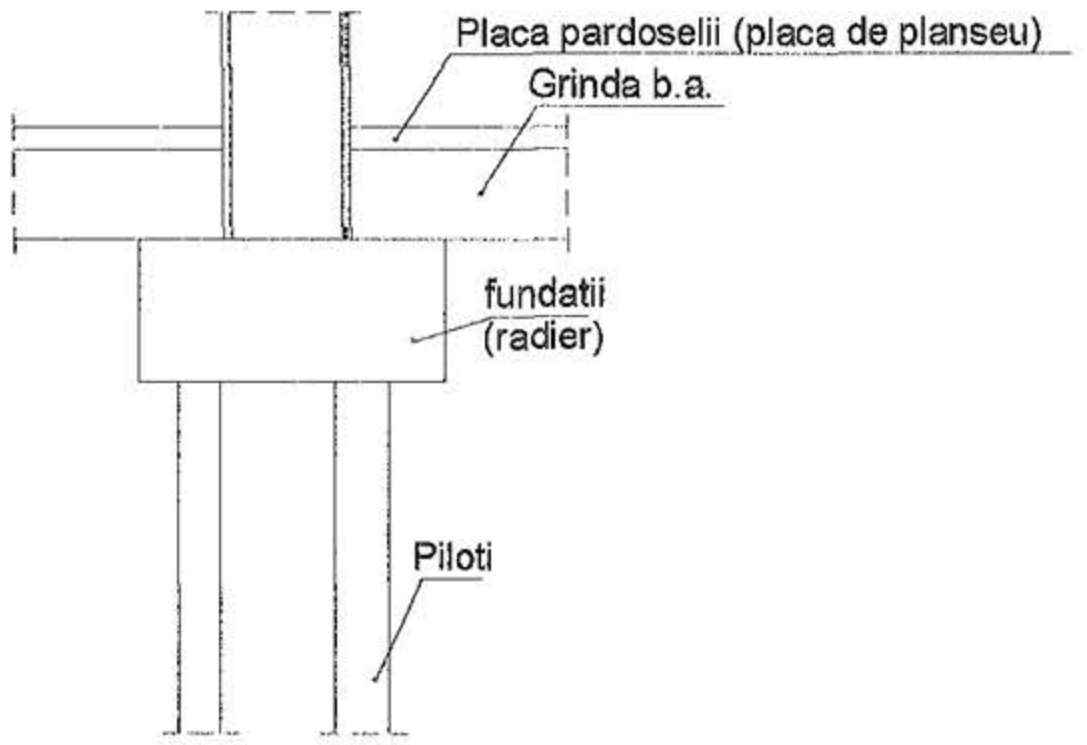


Fig. 7.17. Rezemarea plăcii pardoselii pe piloţi izolaţi / micropiloţi

7.2. Tehnologia de execuție

Înainte de începerea execuției se va prelua amplasamentul, unde se va urmări planeitatea platformei (se acceptă o abatere de la planeitate de ±10mm) pentru a împiedica împănarea betonului în pernă. Totodată trebuie asigurată finisarea pernei cu material de granulație 0 – 12mm + 0 – 2mm.

În momentul începerii turnării pardoselii, închiderile perimetrale și acoperișul halei trebuie să fie realizate integral, pentru a împiedica pătrunderea apei de ploaie și a curenților de aer.

Un rol important între placa de beton și pernă îl are dispunerea a cel puțin două straturi de folie de polietilenă, care împiedică scurgerea laptelui de ciment și asigură lunecarea plăcii deasupra pernei în timpul acționării fenomenelor termice sau a contracției.

Adăugarea armării disperse se face preferabil în stațiile de betoane, pentru asigurarea unei bune omogenizări în masa betonului.

Punerea în operă a betonului se făcea în trecut cu ajutorul vacuumării, prin acest procedeu înlăturându-se din masa betonului apa tehnologică și se ajungea la compactarea betonului. Odată cu apariția plastifianților procedeul de vacuumare a fost eliminate treptat, în momentul actual folosindu-se procedee mai moderne, de exemplu grinzi vibrante sau "laser screed".

După punerea în operă se începe procesul de împrăștiere a materialului care compune stratul de uzură, pe betonul proaspăt, proces ce se realizează cu ajutorul "topping spreader"-ului. După o anumită perioadă de timp de la terminarea procedeelor prezentate mai sus, când betonul poate deja suporta greutatea utilajelor de finisare, se poate trece la *finisarea pardoselii*.

7.3. Dimensionarea pardoselilor industriale

Dimensionarea pardoselilor industriale se face ca pentru o placă elastică, pe mediu elastic, solicitata de încărcări externe (circulaţie, solicitări uniform repartizate, solicitări concentrate etc.)

Determinarea înălțimii plăcii se va face din condiția de străpungere, considerând suprafețe de forfecare din încărcări, conform Fig. 7.18 a. și b.

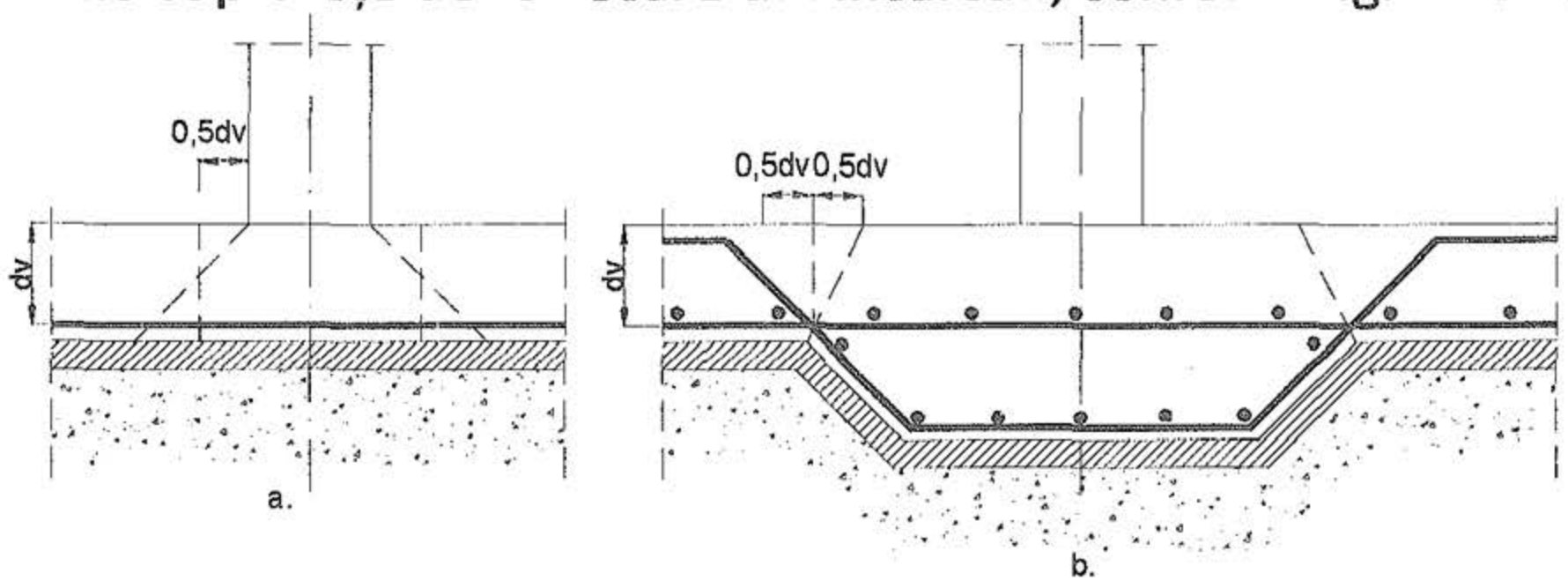


Fig. 7.18. Verificarea la străpungere a pardoselii

Calculul solicitărilor în placă (M, T) necesare pentru dimensionarea armăturii din placa se face după metoda coeficientului de pat. Valoarea coeficientului de pat K care se introduce la l_0, la calculul plăcii, se va determina în funcţie de rigiditatea plăcii şi a terenului de fundare (Popa, 2012):

$$K_v = \frac{0.65}{H} E \sqrt[3]{\frac{E_0}{E}} \qquad (7.1)$$

în care: H - este înălţimea stratului deformabil (pernă),

E_0 - modulul de deformație echivalent al pământului,

E - modulul de elasticitate a betonului .

Unul dintre modelele posibile de calcul ale plăcilor infinite solicitate de o forță concentrată în modelul Winkler este metoda Heteny (vezi Capitolul 6). Calculul se face plecând de la valoarea l_e – lungimea efectivă a plăcii.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{D}{k_V}} \qquad (7.2)$$

unde D – este rigiditatea cilindrică a plăcii egală cu:

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)} \quad (\nu_c = 0{,}15) \qquad (7.3)$$

La dimensionarea pardoselilor industriale, încărcările de calcul se iau cu un coeficiant parțial de siguranță dat în Tabelul 7.1.

Tabelul 7.1. Factori parțiali de siguranță

		Valoare
Încărcări		
Variabile	γ_Q	1,35
Dinamice	γ_{Qd}	1,80
Materiale		
Beton	γ_c	1,50
Oțel	γ_s	1,15

Calculul după metoda Heteny ia în considerare numai cazul plăcii elastice încărcată cu o sarcină concentrată, Fig. 7.19.

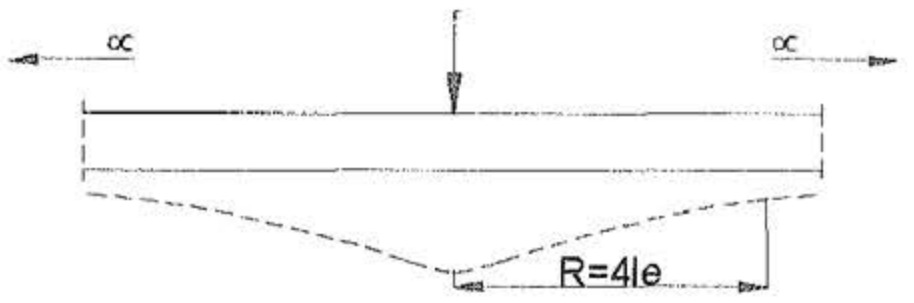


Fig. 7.19. Zona de influență a plăcii

În general plăcile de pardoseală sunt încărcate cu sarcini din circulație sau statice, amplasate în diferite poziții (lângă rost, mijloc etc.).

Pentru cazul plăcilor elastice se consideră o distribuție a presiunilor de contact liniară, pe zona de influență a deformațiilor plăcii, Fig. 7.20.

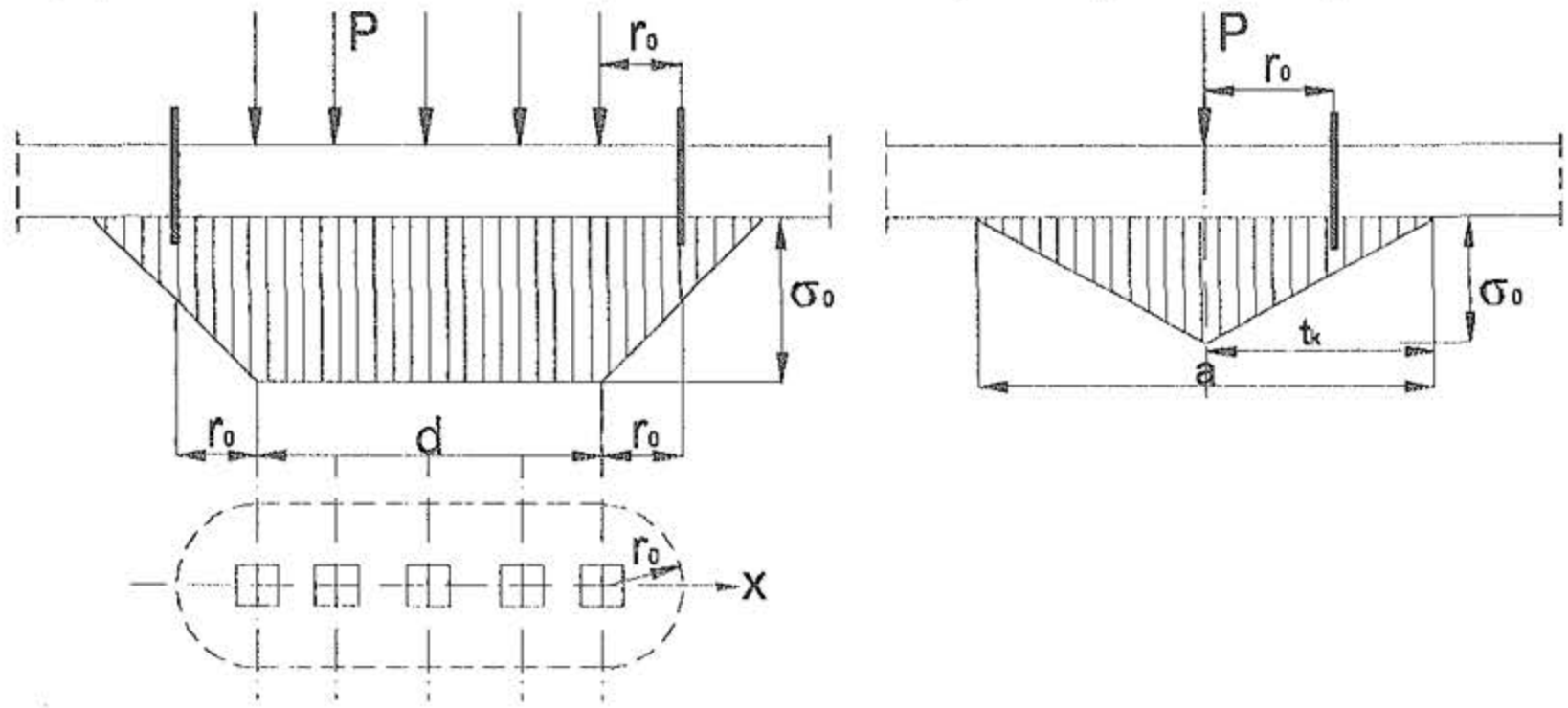


Fig. 7.20. Repartizarea presiunilor de contact sub placă

Pentru aceste cazuri se vor folosi relații care permit determinarea valorii momentelor încovoietoare.

8. FUNDAȚII PENTRU CONSTRUCȚII CU PEREȚI STRUCTURALI

Alcătuirea fundaţiilor se diferenţiază în funcţie de următoarele condiţii (NP 112-2004):

a. Condiţii geotehnice de pe amplasament (terenuri favorabile/dificile),

b. Zona de seismică de calcul a amplasamentului:

– zone cu $a_g \leq 0.12g$

– zone cu $a_g > 0.12g$

c. Clădiri cu/fără subsol.

8.1. Fundații continue pentru structuri pe terenuri bune de fundare și seismicitate redusă ($a_g \leq 0.12g$)

8.1.1. Generalități

Conformarea fundațiilor continue pentru cazul în care acestea reazemă pe terenuri favorabile de fundare (pământuri puțin compresibile) se face considerând că în lungul fundației tasările vor fi uniforme sau în cel mai rău caz tasările diferențiale nu depășesc valorile maxime admisibile. Considerând o fundație continuă sub un perete portant, Fig. 8.1., calculând valorile tasărilor în punctele caracteristice (A, B și C) se impune ca valoarea maximă a tasării să nu depășească valoarea:

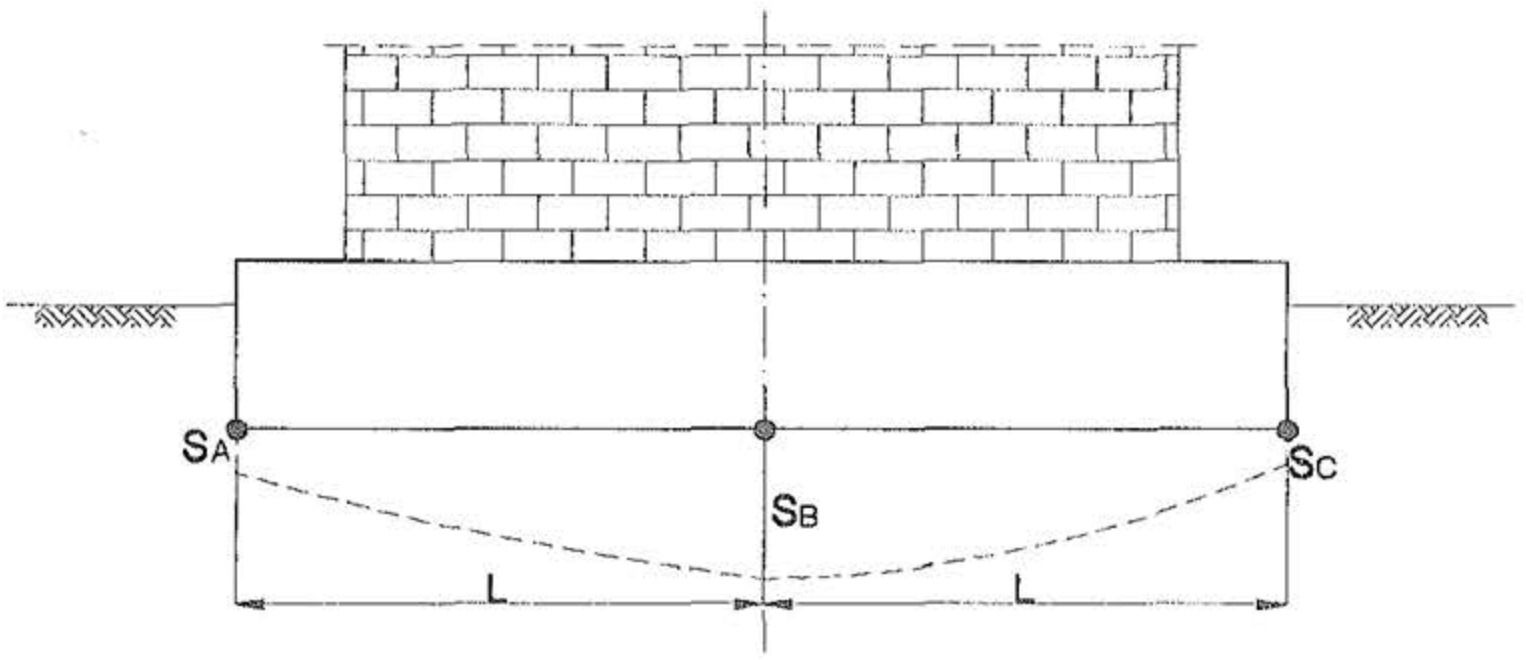


Fig. 8.1. Determinarea tasărilor diferențiale

$$S_B \leq S_{\max} \tag{8.1}$$

iar tasarea diferențială:

$$\frac{\delta}{L} < \frac{1}{300} \tag{8.2}$$

unde $$\delta = \frac{2S_B - S_A - S_C}{2L} \tag{8.3}$$

Pentru diferite tipuri de pământuri valoarea lui S_{max} se limitează la 75mm pentru argile și la 50mm pentru nisipuri, iar valorile tasărilor diferențiale se dau în Tabelul 2.20.

În cazul în care condiția de deformații nu este îndeplinită se impune prevederea unor sisteme de rigidizare a fundației.

8.1.2. Conformarea fundaţiilor pentru pereţi ai construcţiilor fără subsol

În cazul în care adâncimea de fundare $D_f \leq 1.10$m se adoptă o fundaţie tip bloc cu o treaptă, Fig. 8.2.

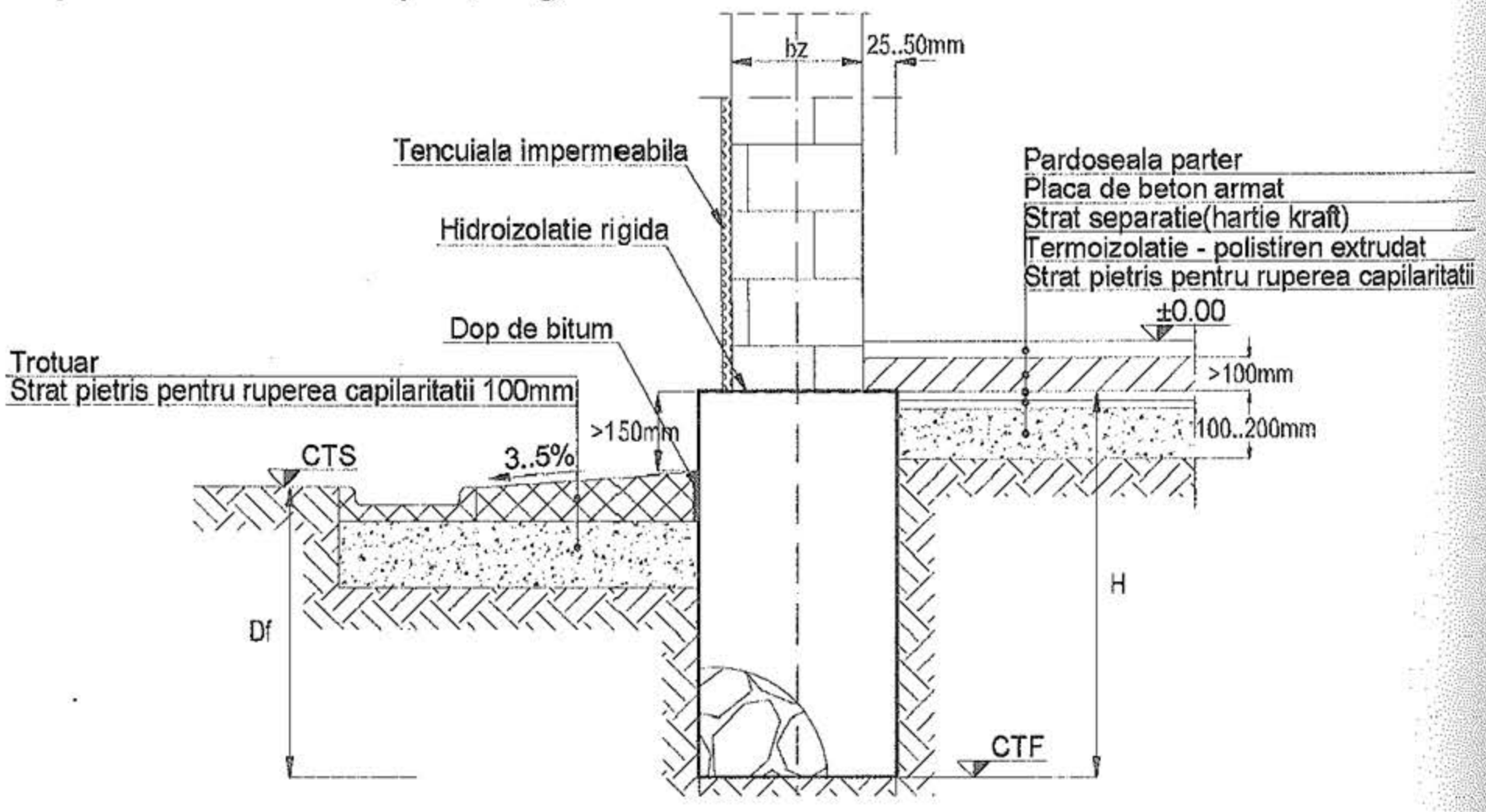


Fig. 8.2. Fundaţii bloc cu o treaptă

Clasa de beton minimă este C6/7,5, dacă nu este impusă o clasă superioară din agresivitatea apelor subterane (SR EN 206-1/CP 012-1/2007).

Totuşi trebuie să se evite folosirea unor clase inferioare de beton pentru a asigura durabilitatea în timp a fundaţiei (100 ani), mai ales dacă aceasta este în contact cu apa subterană sau agresiuni ale apei/solului.

Dacă $D_f \geq 1{,}10$m şi $B \geq b_z + (5..10\text{cm})$ fundaţia se alege cu soclu şi bloc. În acest caz blocul de beton poate avea una sau două trepte, Fig. 8.3.

Sub pereţii exteriori realizaţi din zidărie de blocuri având o alcătuire mixtă, cu/fără termoizolaţie la exterior, sensibilă la umezeală, faţa

exterioară a soclului se retrage în raport cu faţa exterioară a peretelui cu cca. 50mm, Fig. 8.3. sau Fig. 8.4.

Pentru pereţii interiori cea mai folosită este fundaţia bloc cu o treaptă, Fig. 8.5.

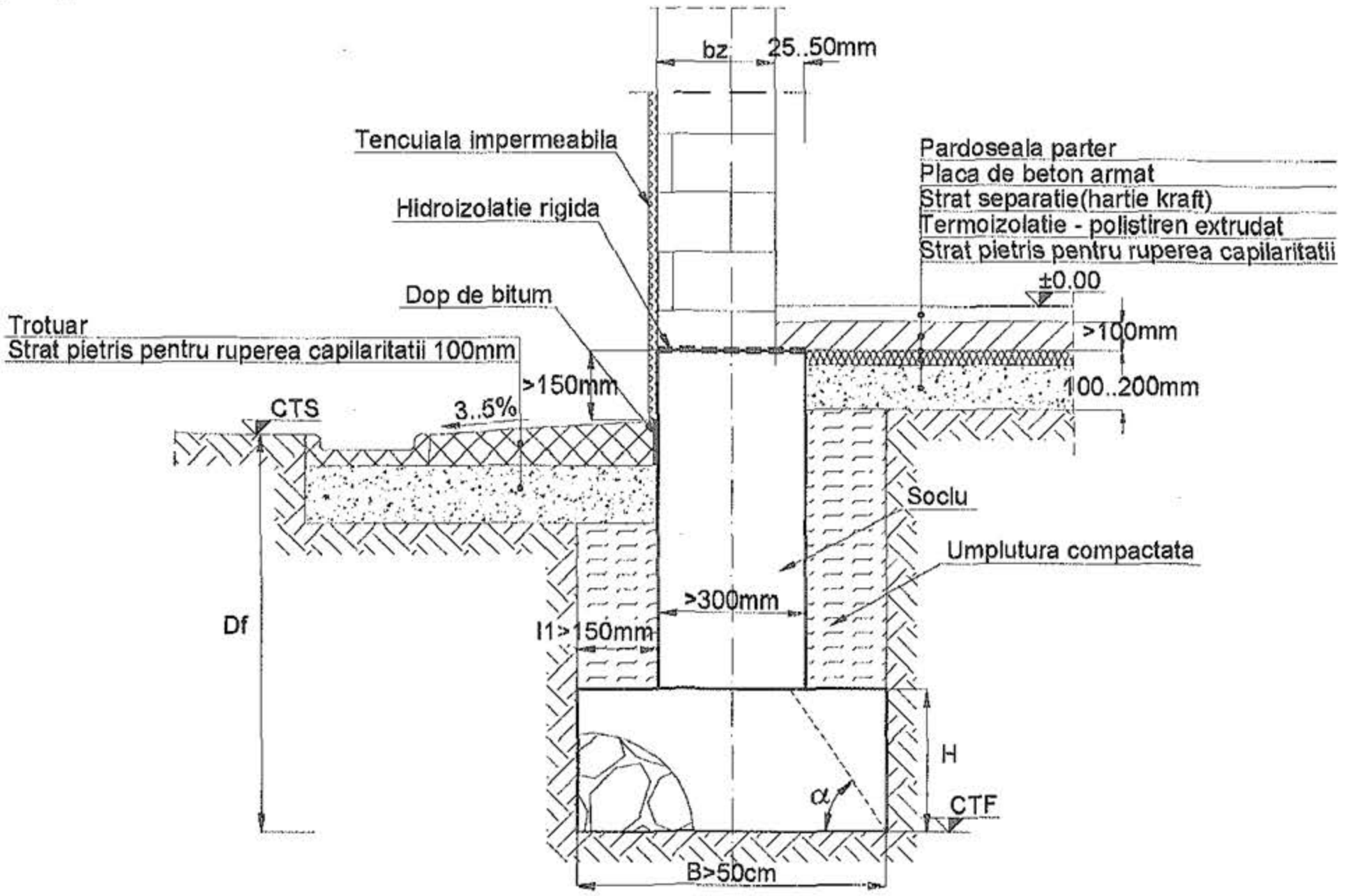


Fig. 8.3. Fundaţie bloc cu doua trepte

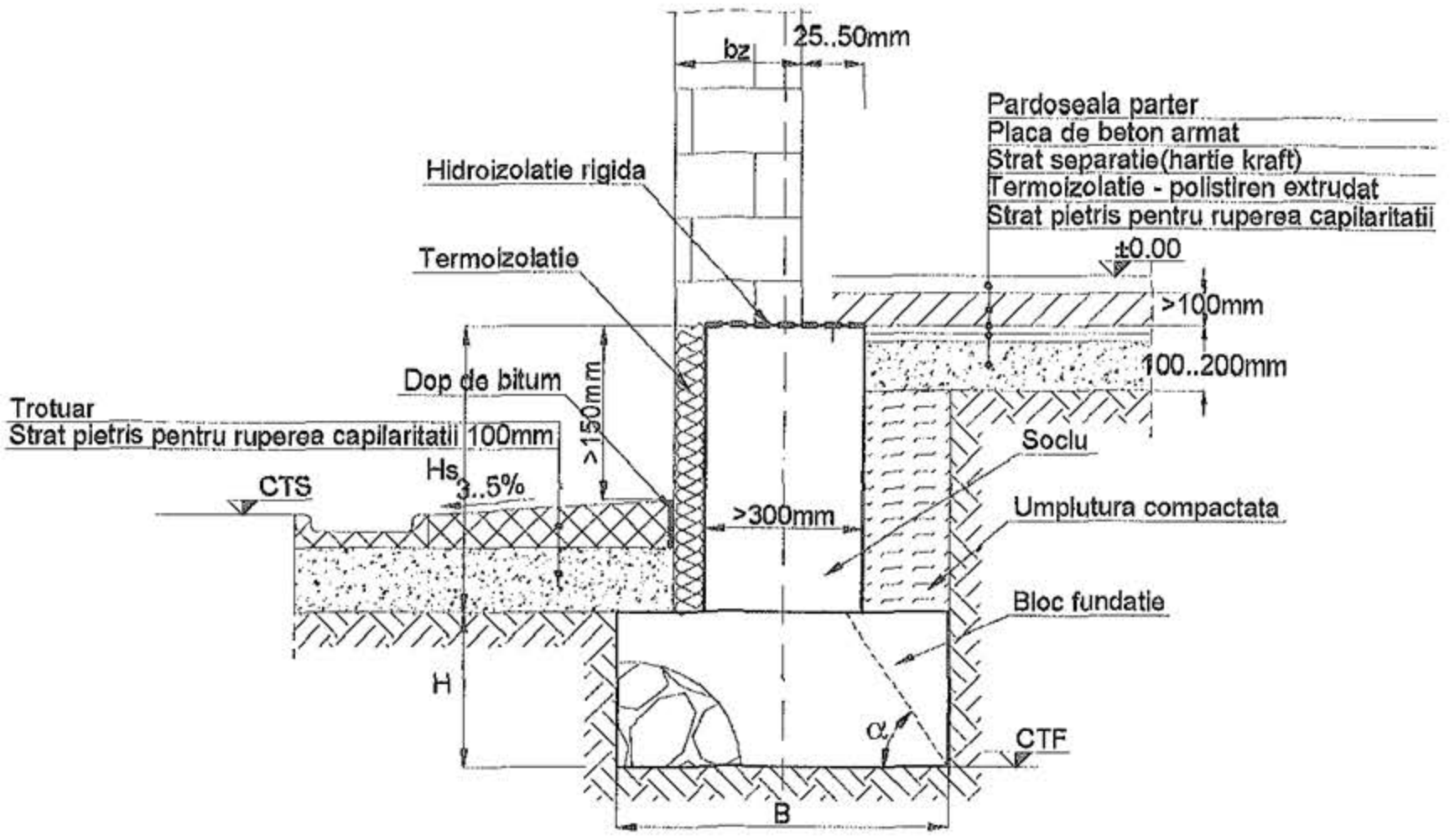


Fig. 8.4. Fundaţie cu soclu şi bloc sub perete exterior cu alcătuire simplă

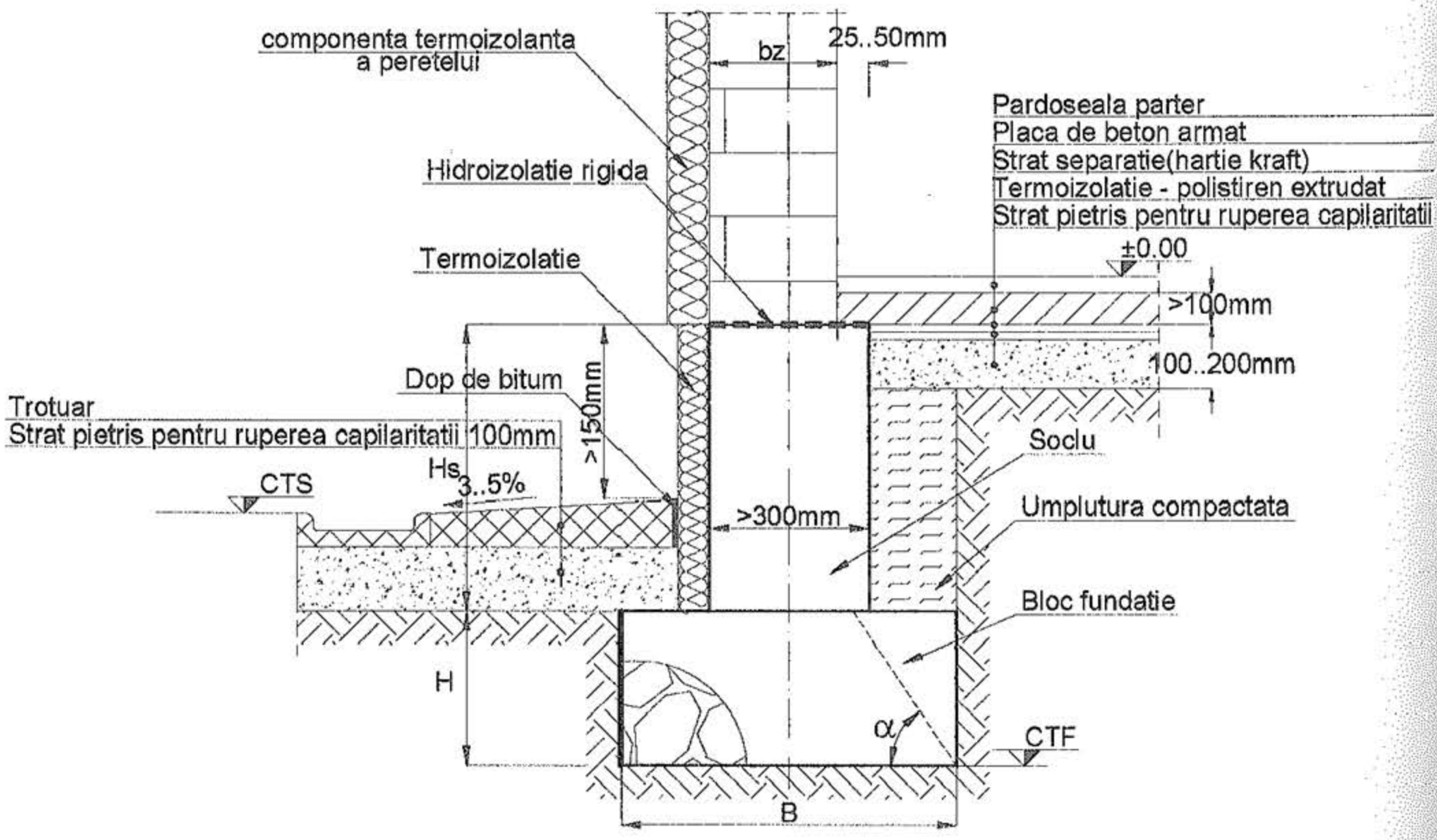


Fig. 8.5. Fundaţie cu soclu şi bloc sub perete exterior cu alcătuire mixtă

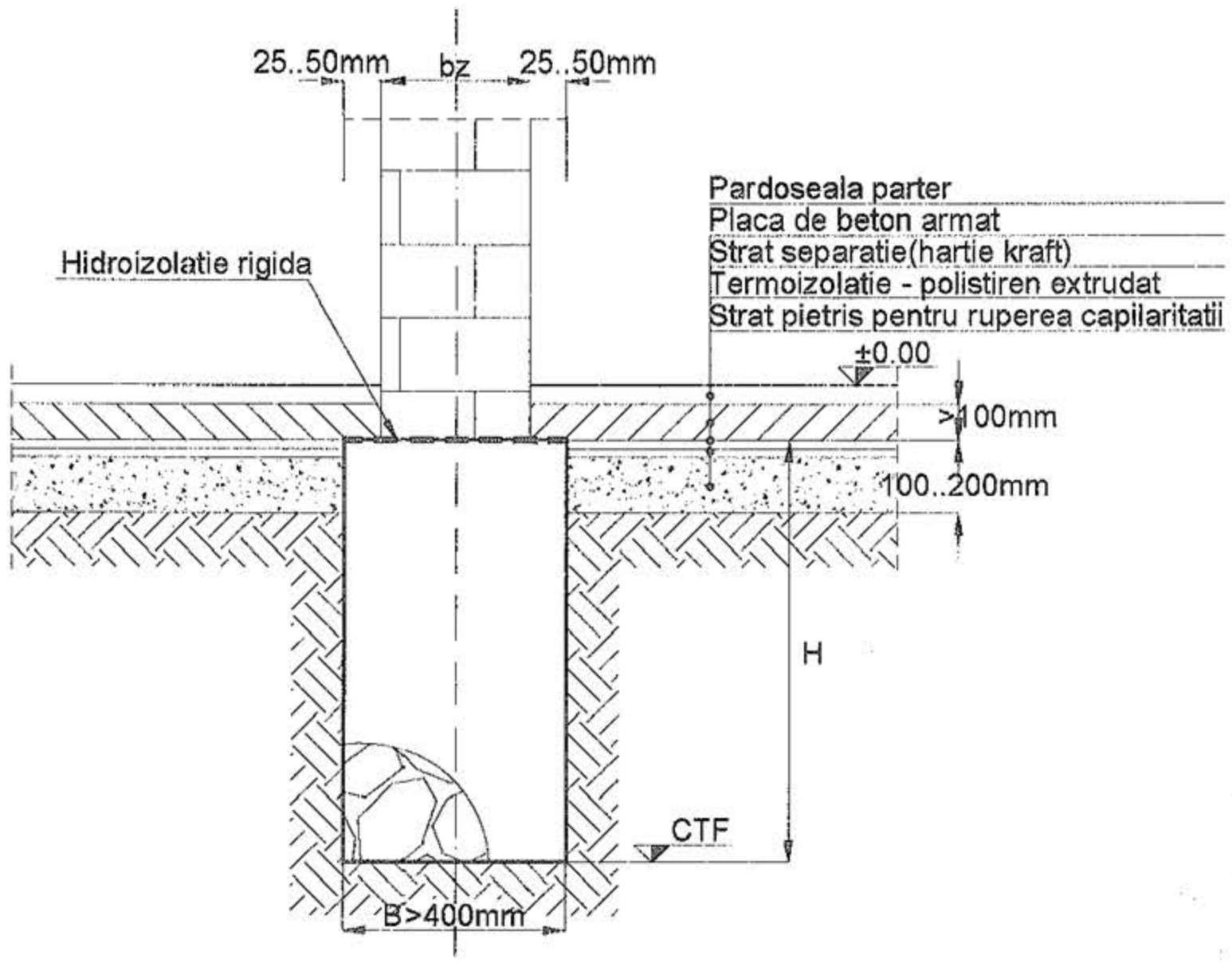


Fig. 8.6. Fundaţie pentru perete interior

În cazul în care avem adâncimea de fundare şi lăţimea fundaţiei mai mare se va adopta fundaţia bloc cu două trepte, Fig. 8.7.

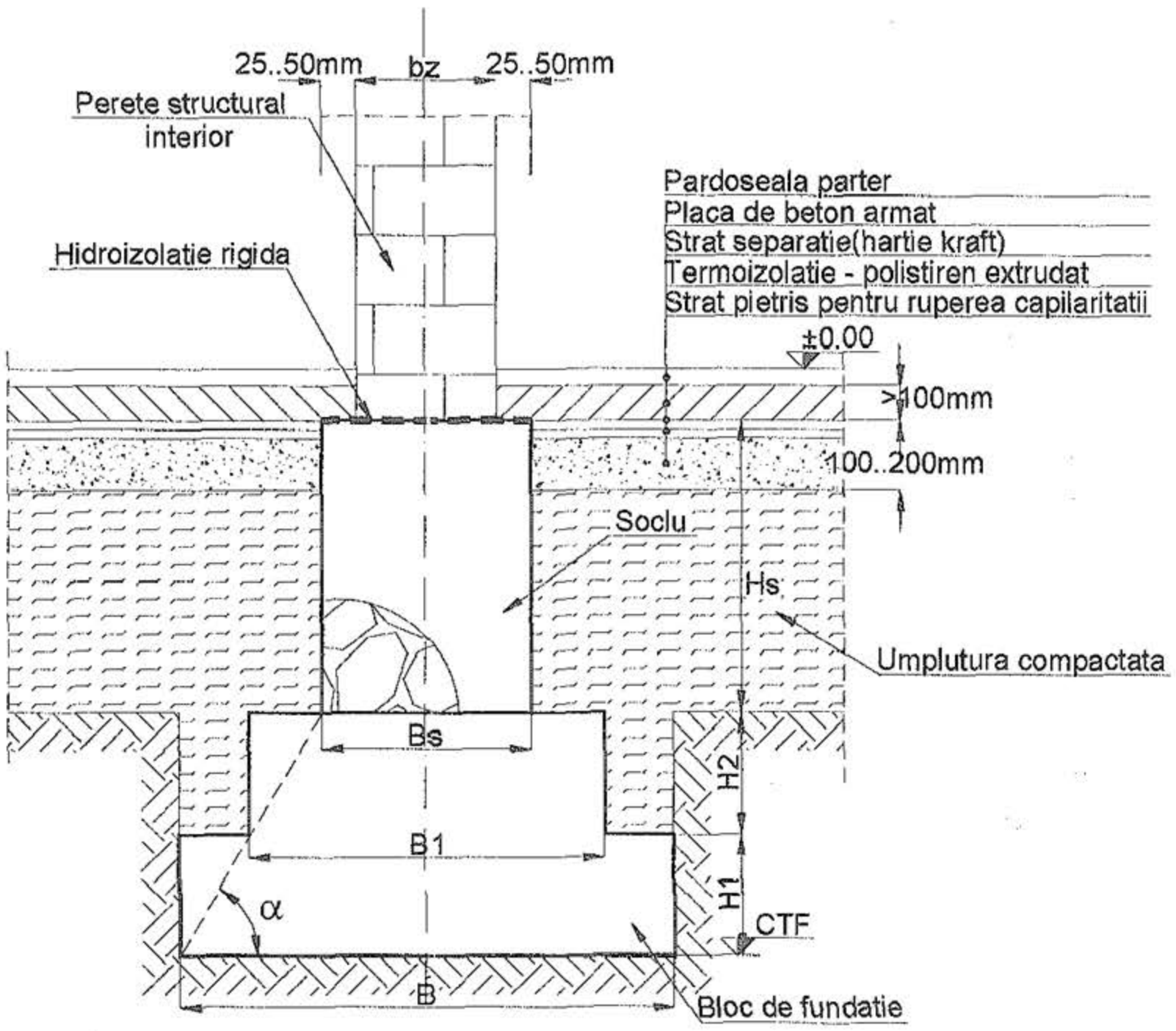


Fig. 8.7. Fundaţie cu soclu şi bloc cu două trepte

În cazul în care avem încăperi umede, pentru a împiedica infiltrațiile de apă la fundație se impune realizarea unei hidroizolații continue sub pardoseli, Fig. 8.8.

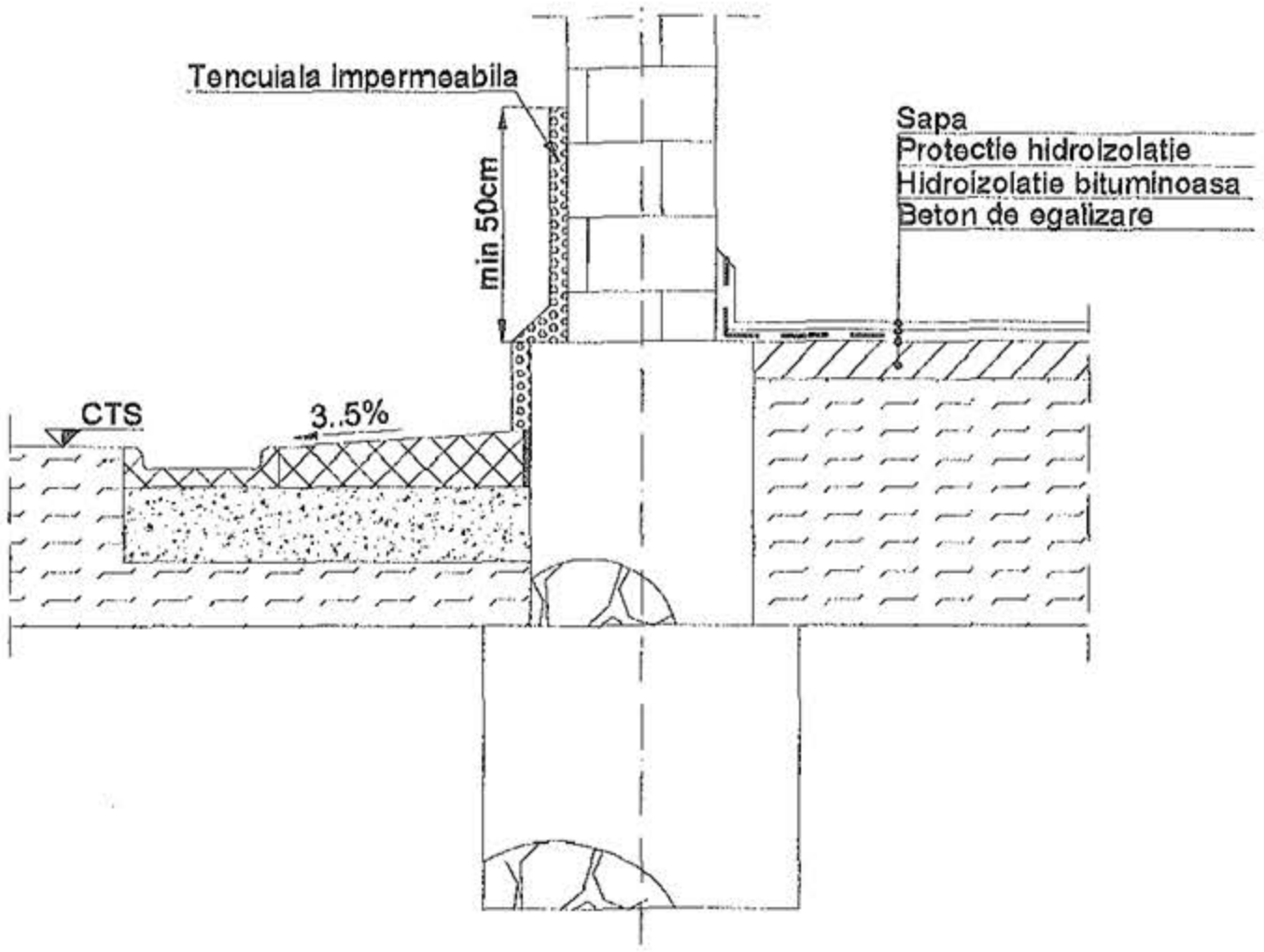


Fig. 8.8. Hidroizolarea încăperilor umede

În cazul în care construcția este executată cu ziduri armate (cu sâmburi de beton armat), între sâmburi şi fundaţie se prevede un cuzinet de repartiţie de beton armat, Fig. 8.9. Când solicitările din forţe orizontale,

sunt mari, se recomandă înglobarea cuzinetului în corpul fundaţiei Fig. 8.9.b. La solicitări verticale mari, talpa fundaţiei şi cuzinetul se măresc în plan Fig. 8.9.c. Când avem o zidărie armată cu sâmburi la distanţe mici (≤3m), pentru legarea sâmburilor se pot prevedea centuri de beton armat la baza zidului.

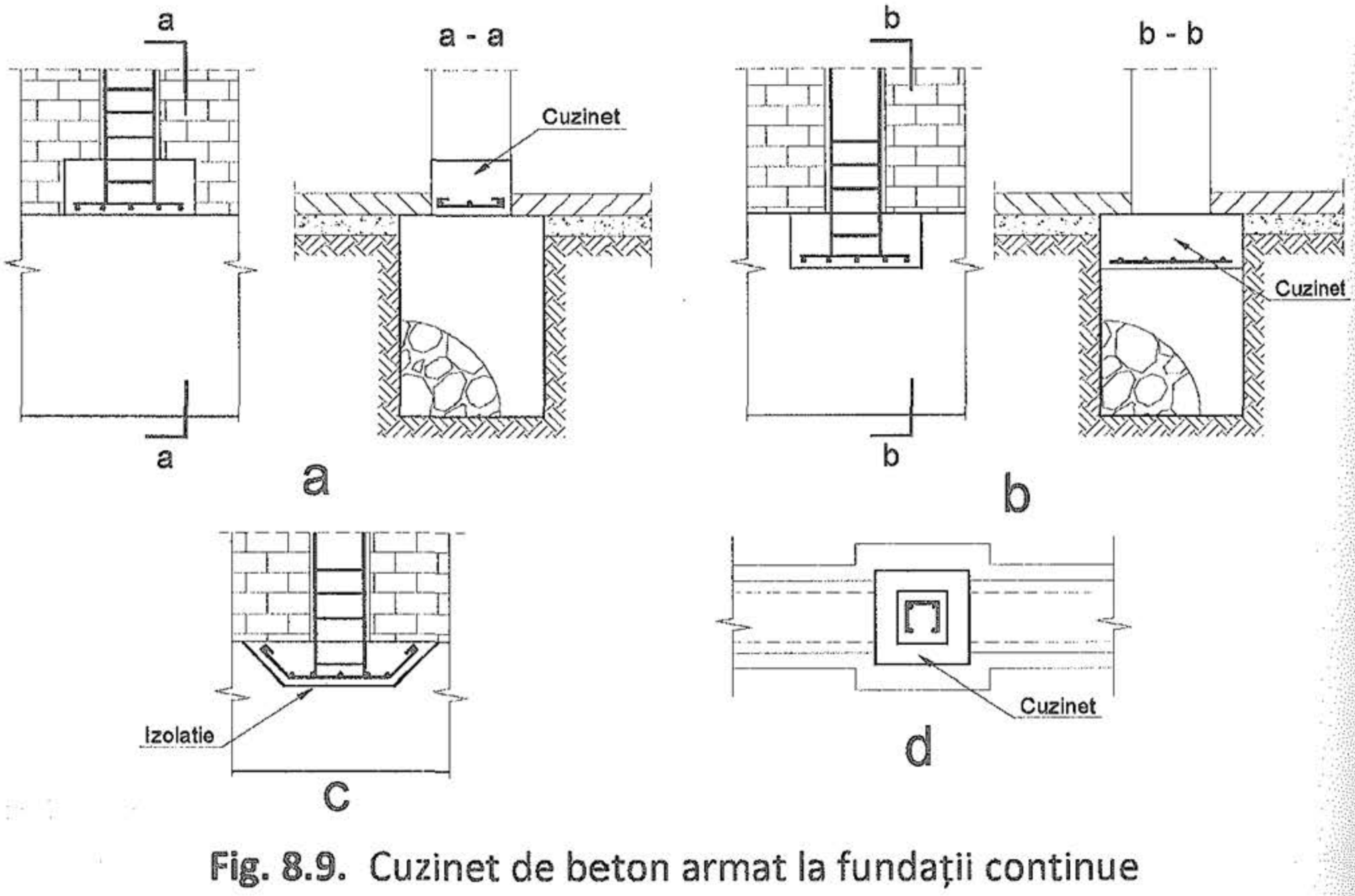


Fig. 8.9. Cuzinet de beton armat la fundaţii continue

8.1.3. Conformarea fundaţiilor pentru pereţii construcţiilor cu subsol

Pentru pereţii structurali exteriori se recomandă executarea fundaţiilor conform Fig. 8.10. De asemenea, se recomandă executarea pereţilor din beton simplu sau beton armat, fundaţiile prevăzându-se axate pe cât posibil faţă de pereţi.

Pentru pereţii interiori din subsol, fundaţiile se alcătuiesc conform Fig. 8.11.

8.1.4. Dimensionarea fundaţiilor continue rigide

8.1.4.1. Fundaţii continue rigide centrice

Calculul lăţimii B a tălpii fundaţiei se face cu respectarea mai multor condiţii:

– Din condiţii constructive: $B \geq B_z + 2x100mm$.

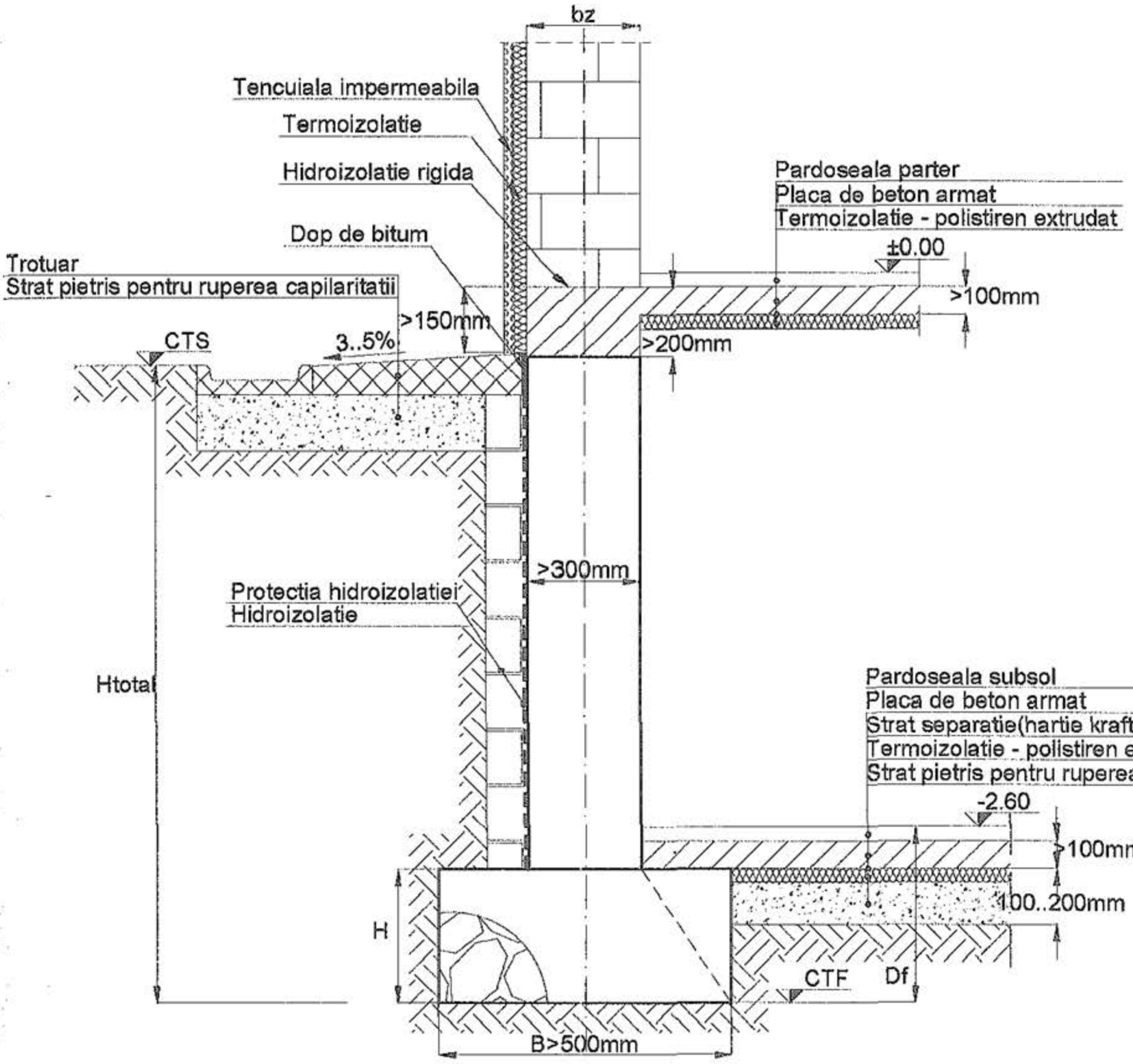


Fig. 8.10. Fundaţie sub perete exterior de subsol

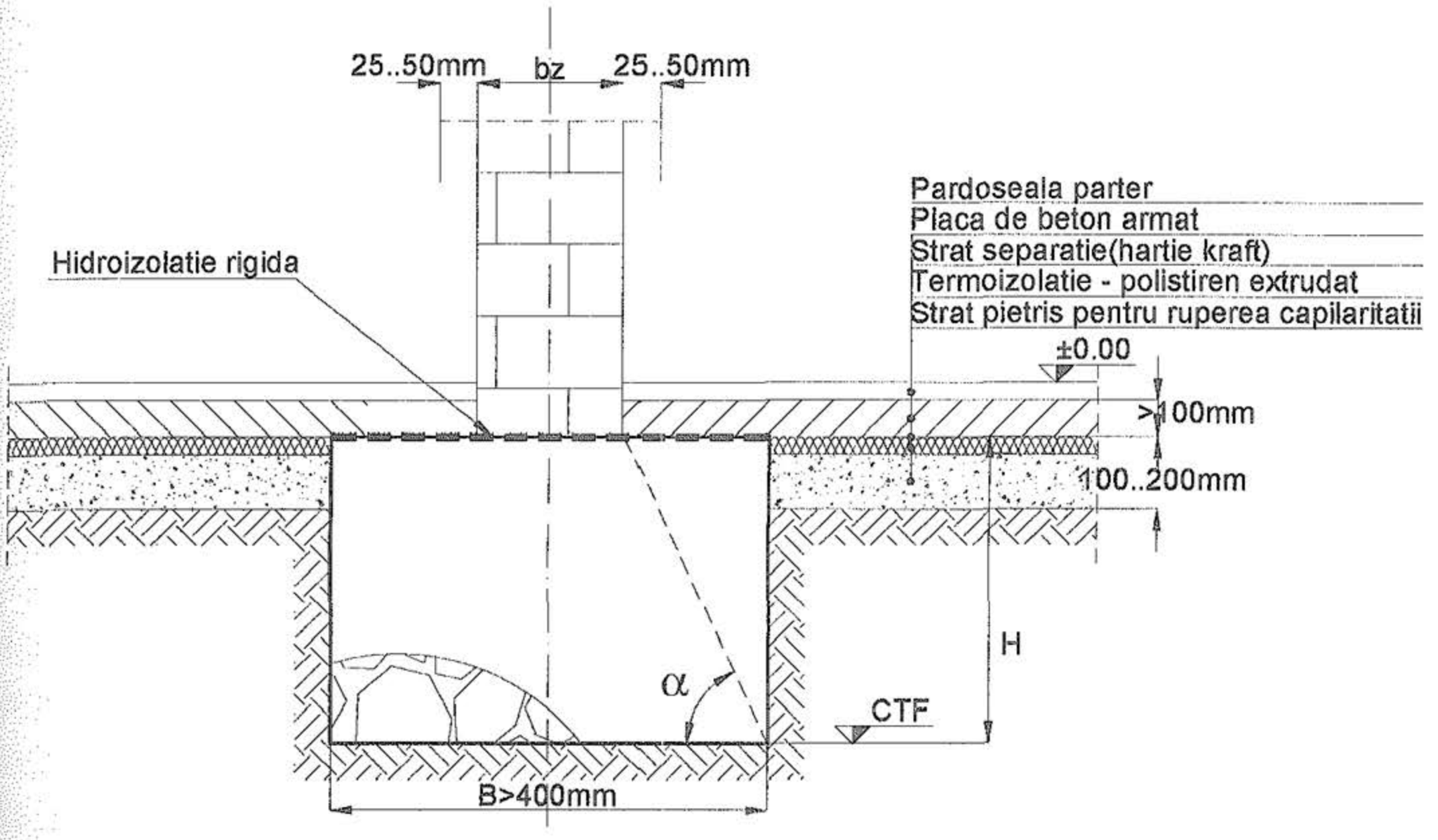


Fig. 8.11. Fundaţie sub perete interior de subsol

– Din condiţii tehnologice: pentru posibilitatea executării săpăturii tălpii fundaţiei se impune adoptarea unor lăţimi minime a gropii săpăturii:

– dacă D≤400mm →B≥300mm;

– dacă 400<D≤700mm→B≥400mm;

– dacă 700<D≤1100mm→B≥450mm;

– dacă D>1100mm→B≥500mm.

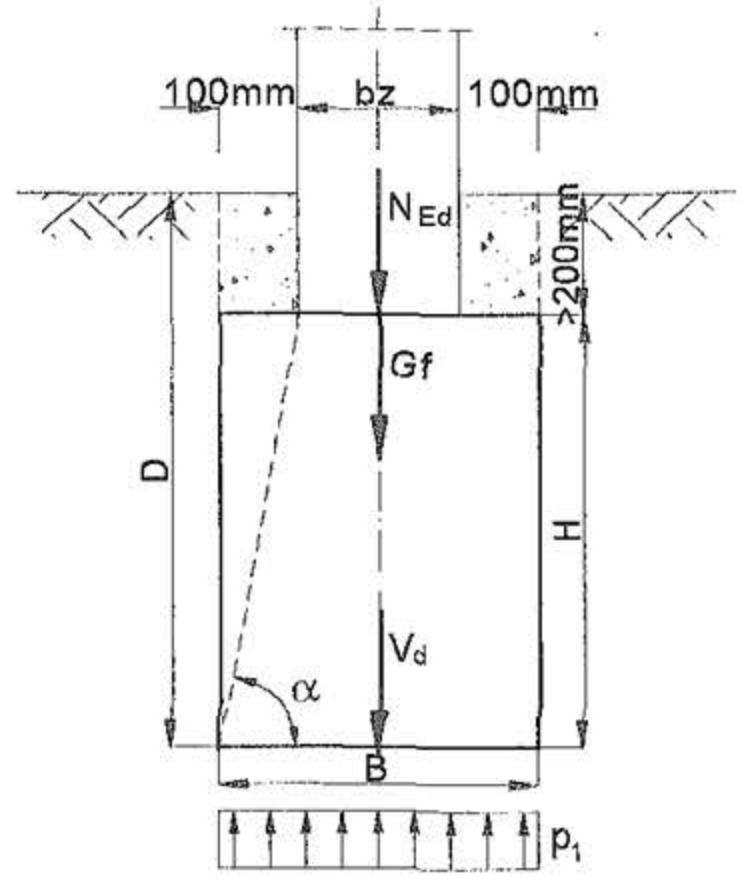


Fig. 8.12. Determinarea lăţimii fundaţiei continue

Determinarea lăţimii tălpii fundaţiei se face plecând de la satisfacerea condiţiilor din Capitolul 2. Se recomandă parcurgerea a două etape:

Etapa 1. Predimensionare

$$p_{ef} = \frac{V_d}{B \cdot 1m} \leq p_{acc} \tag{8.4}$$

Calculul se face pe un metru liniar de fundaţie, $p_{acc} = 0,8\overline{p}_{conv}$

$$V_d = N_{Ed} + G_f \cong 1,2N_{Ed} \tag{8.5}$$

$$\frac{1,2N_{Ed}}{B \cdot 1m} \leq 0,8\overline{p}_{conv} \tag{8.6}$$

$$B \geq \frac{1.2N_{Ed}}{0,8\overline{p}_{conv} \cdot 1m} \tag{8.7}$$

La terenuri cu capacitate portantă scăzută şi încărcări mari satisfacerea condiţiei de presiuni pe teren conduce la o mărire a lățimii fundaţiei, care duce la creşterea greutății proprii a fundaţiei în aşa măsura încât nu poate fi satisfăcută condiţia de presiune. Limita până la care poate fi dezvoltată talpa fundaţiei este dată de relaţia:

$$B_{\max} = \sqrt{\frac{2N_{Ed}}{\gamma_m \cdot tg\alpha_{adm}}} \qquad (8.8)$$

În caz contrar se procedează la îmbunătățirea terenului sau adoptarea soluţiei de fundaţie continuă elastică.

Determinarea înălţimii blocului de beton (H) se face din condiţia neapariţiei tensiunilor de întindere în nici un punct al secţiunii periculoase a blocului de beton simplu.

Se impune condiţia:

$$tg\alpha \geq tg\alpha_{adm}. \qquad (8.9)$$

Valorile $tg\alpha_{adm}$ se stabilesc din Tabelul 3.7.

În lucrarea (Lohmayer, 1994) se dau valorile lui $tg\alpha_{adm}$ funcție de clasa de beton și presiunea acceptabilă pe teren, conform Tabelului 8.1.

Tabelul 8 1. Valorile lui $tg\alpha_{adm}$

Clasa betonului	Presiunea acceptabilă, kN/m^2				
	≤100	≤200	≤300	≤400	≤500
Bc5 – C4/5	1,6	2,0	2,0	-	-
Bc10 – C8/10	1,1	1,6	2,0	2,0	2,0
Bc15 – C12/15	1,0	1,3	1,6	1,8	2,0
Bc25 – C20/25	1,0	1,0	1,2	1,4	1,6
Bc35 – C28/35	1,0	1,0	1,0	1,2	1,3

Dimensiunile minime ale blocului de beton simplu sunt:

– pentru bloc cu o treaptă: $H \geq 400mm$,

– pentru bloc cu 2÷3 trepte: $H_1 \geq 300mm$,

$H_2 \geq 400mm$.

Etapa 2. Verificare

Etapa de verificare se va efectua conform Capitolului 2. Pentru construcții care se încadrează în CG 1 verificarea presiunilor se va face după metoda prescriptivă, folosind ca valoare a presiunii acceptabile pe terenul de fundare valoarea presiunii convenționale de calcul sau valoarea presiunii limită (valoarea cea mai mică). Pentru construcțiile care se încadrează în CG 2 și CG 3, verificarea presiunilor pe talpa fundației se va face după metoda directă, în starea limită (USL) și în starea limită de serviciu (SLS). Se impune verificarea condiției:

$$V_d \leq R_d \qquad (8.10)$$

în care: V_d – încărcările de calcul la nivelul tălpii fundației, care includ încărcările permanente și variabile în cazurile de proiectare 1 şi 3 (încărcări exterioare, greutatea pământului, greutatea proprie a fundației),
R_d – capacitatea portantă a terenului de fundare, calculată cu relația (2.20 sau 2.21).

8.2. Fundaţii continue rigide excentrice

În cazul în care fundaţia nu poate fi extinsă decât într-o singură direcţie (fundaţie calcan), ea va fi acţionată la solicitări excentrice, Fig. 8.13. Între cele două fundaţii / perete-fundaţie trebuie asigurat un rost de tasare pentru a împiedica antrenarea prin frecare a fundaţiei vechi de fundaţia nouă. Rostul va fi umplut cu PFL poros/polistiren.

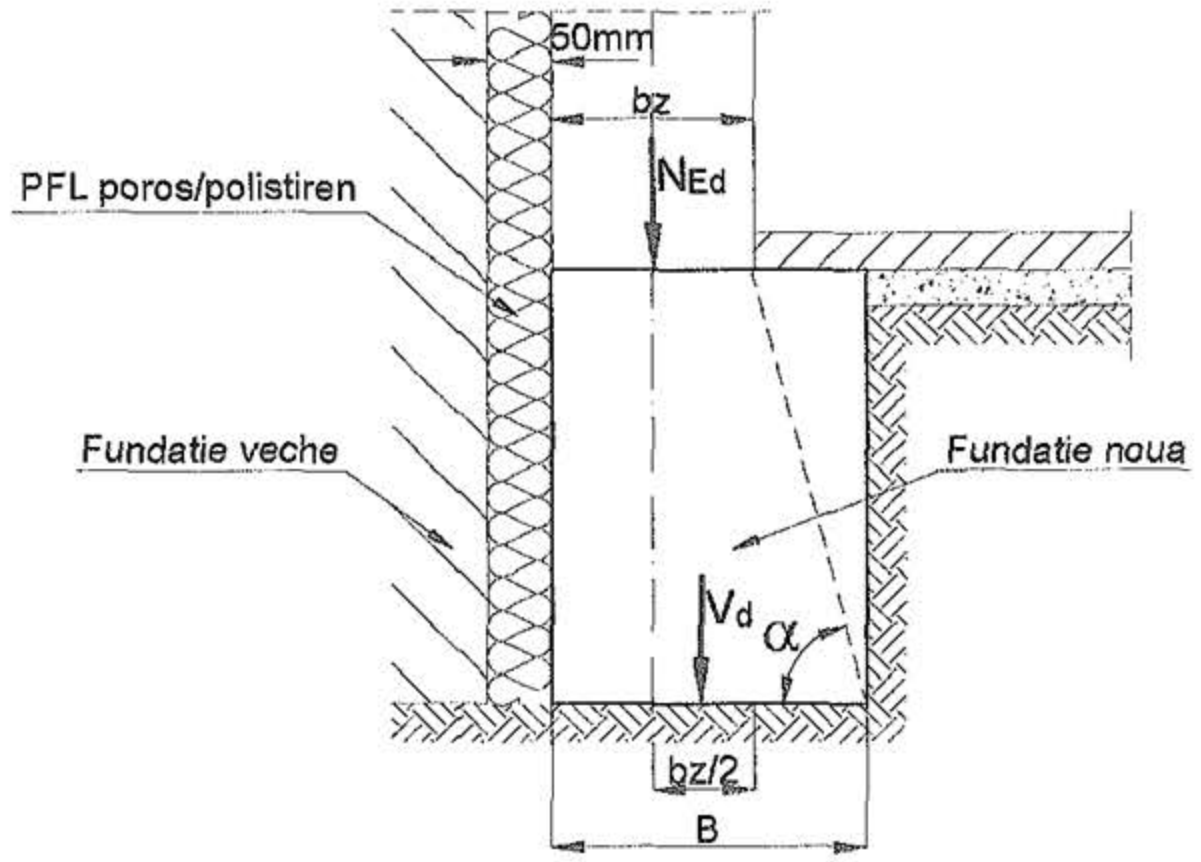


Fig. 8.13. Fundaţie continuă excentrică

Problema care se impune este determinarea lui B_{max}, astfel încât toată talpa fundaţiei să fie activă (distribuţia presiunilor transmise de către pereţi este uniformă, tensiunile fiind numai de compresiune). Din schema de calcul din Fig. 8.14. rezultă:

$$B = 3c = 3\frac{b_z}{2} = 1,5 \cdot b_z \tag{8.11}$$

de unde: $B_{max} = 1,5 b_z$ (8.12)

Dacă admitem că N acţionează la (¼ b_z), pentru a avea o distribuţie triunghiulară, Fig. 8.15.:

$$B_{\max} = 3c = 3\frac{3}{4}b_z = \frac{9}{4}b_z = 2,25 \cdot b_z \tag{8.13}$$

de unde $B_{\max} = 2,25 b_z$ (8.14)

Pentru a admite ca N_{Ed} să acţioneze la ¼ b_z, trebuie ca zidăria să preia forţele orizontale ce apar la nivelul planşeului. În acest caz, din 6 în 6 metri trebuie să se prevadă grinzi de contrabalansare (la fundaţii), care să asigure împiedicarea rotirii fundaţiei.

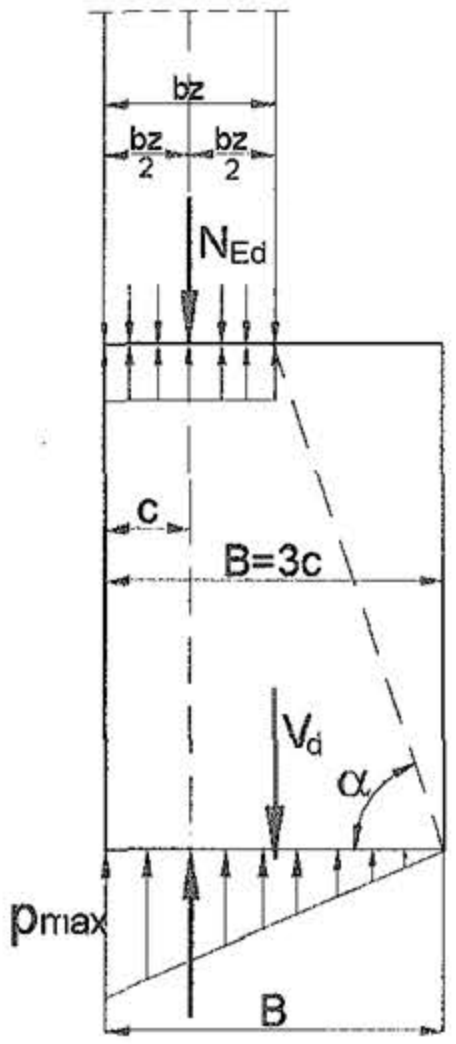


Fig. 8.14. Determinarea lăţimii active $B_{\max} = 1,5 b_z$

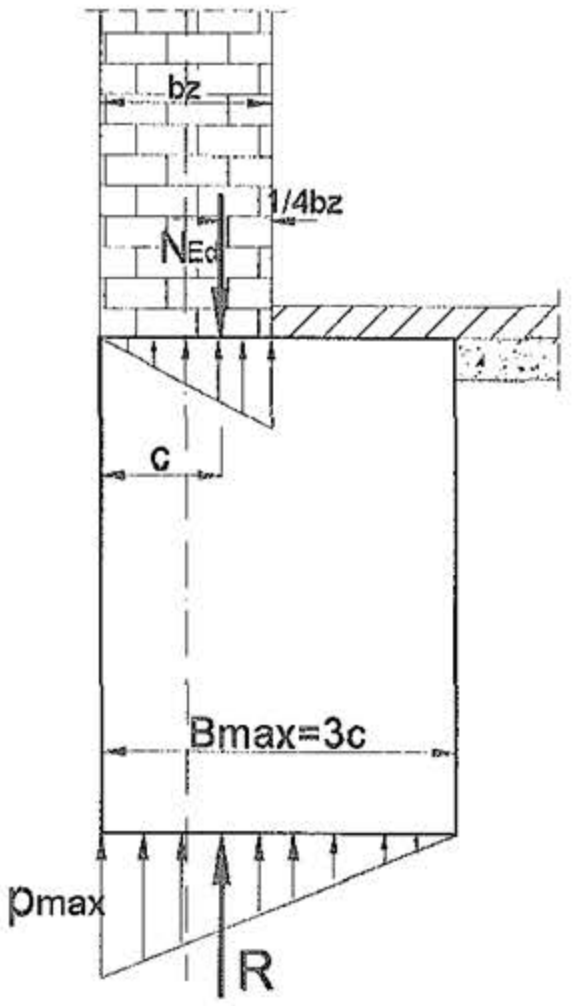


Fig. 8.15. Determinarea lăţimii active $B_{\max} = 2,25 b_z$

Având în vedere dificultăţile pe care le introduce realizarea fundaţiei excentrice, la transmiterea solicitărilor la terenul de fundare poate fi folosită fundaţia de rost care să conducă la transmiterea solicitărilor prin fundaţii centrice, Fig. 8.16.

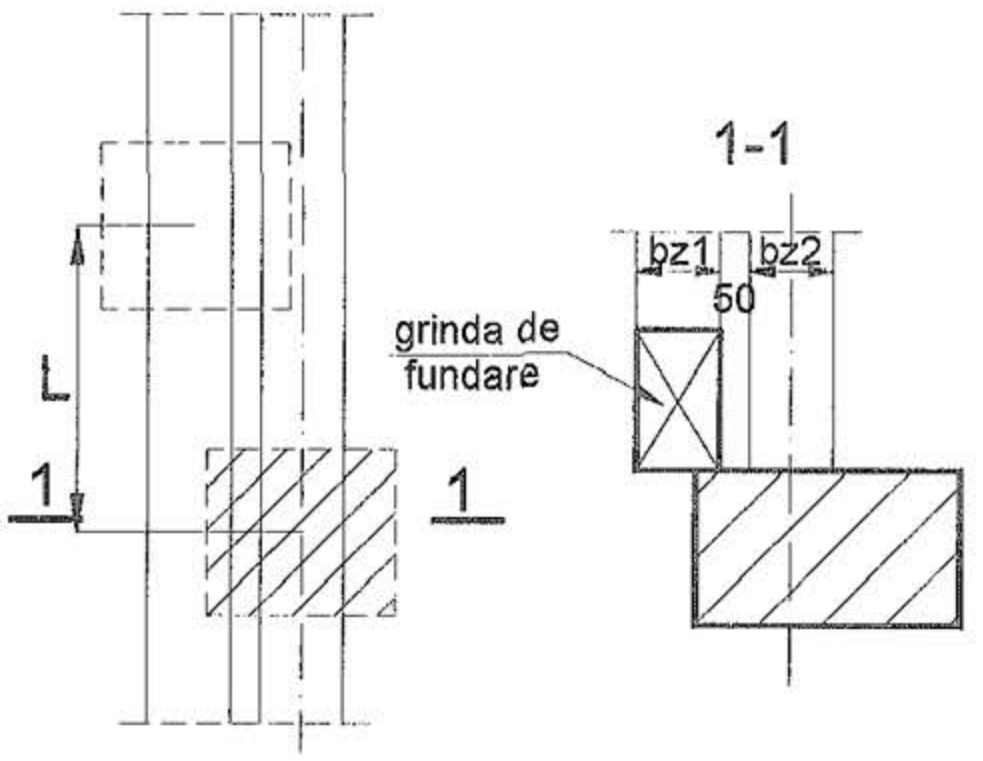


Fig. 8.16. Fundaţii cu descărcări pe blocuri izolate

În această situaţie peretele se descarcă prin intermediul grinzii de fundare la blocul de fundare (fundaţii elastice) acţionat centric. Distanţa la

care se dispun blocurile izolate în lungul peretelui se determină din condiţia de tasare, asigurând că:

$$S_{max} \leq S_{adm} \text{ şi } \frac{\Delta S}{L} \leq \frac{1}{250} \quad (8.15)$$

În cazul unor fundaţii continue excentrice de rost, o problemă importantă este împiedicarea rotirii fundaţiei datorată unor încărcări excentrice (se recomandă ca $p_1/p_2 \geq 0,25$). Pentru rigidizarea fundaţiei se recomandă ca legătura între fundaţiile vecine să se facă prin grinzi de contrabalansare vutate, Fig. 8.17.

De asemenea se recomandă prevederea unor centuri de beton armat pentru preluarea solicitărilor de torsiune (etrieri închişi, cu petrecere etc.)

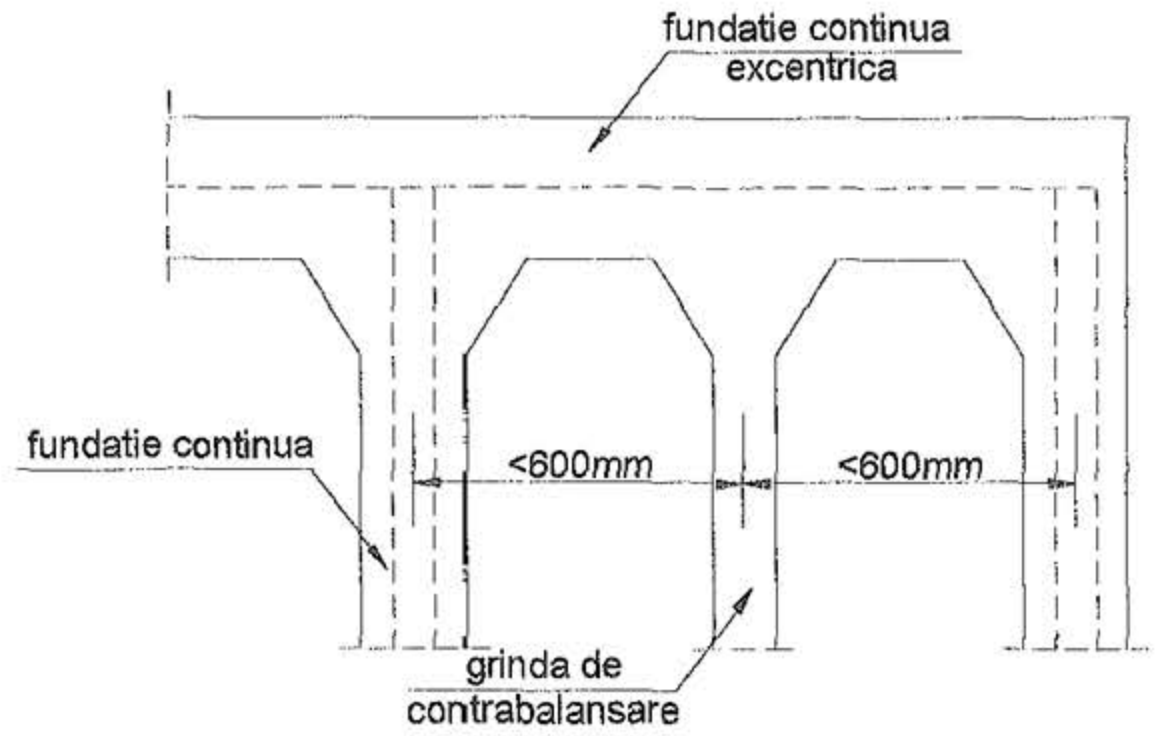


Fig. 8.17. Fundaţii continue cu grinzi de contrabalansare

În cazul în care se prevede extinderea fundațiilor clădirilor existente se va adopta una dintre soluțiile, Fig. 8.18.

– Prevederea unei fundații continue pe toată lungimea peretelui, despărțită de fundația existentă printr-un rost de tasare (≥3cm) umplut cu polistiren sau PFL poros, Fig. 8.18.a.

– Continuarea fundației existente cu fundații continue rigide, legate la partea superioară cu o grindă de beton armat (30x50cm). Fundațiile noi se vor despărți de cele existente printr-un rost de tasare complet, Fig. 8.18.b.

În ambele situații se va asigura aceeași adâncime de fundare cu a clădirii existente sau se va coborî cu cel mult 50 – 70cm față de adâncimea de fundare a clădirii existente (execuția săpăturii și turnarea betonului se va face în casete decalate).

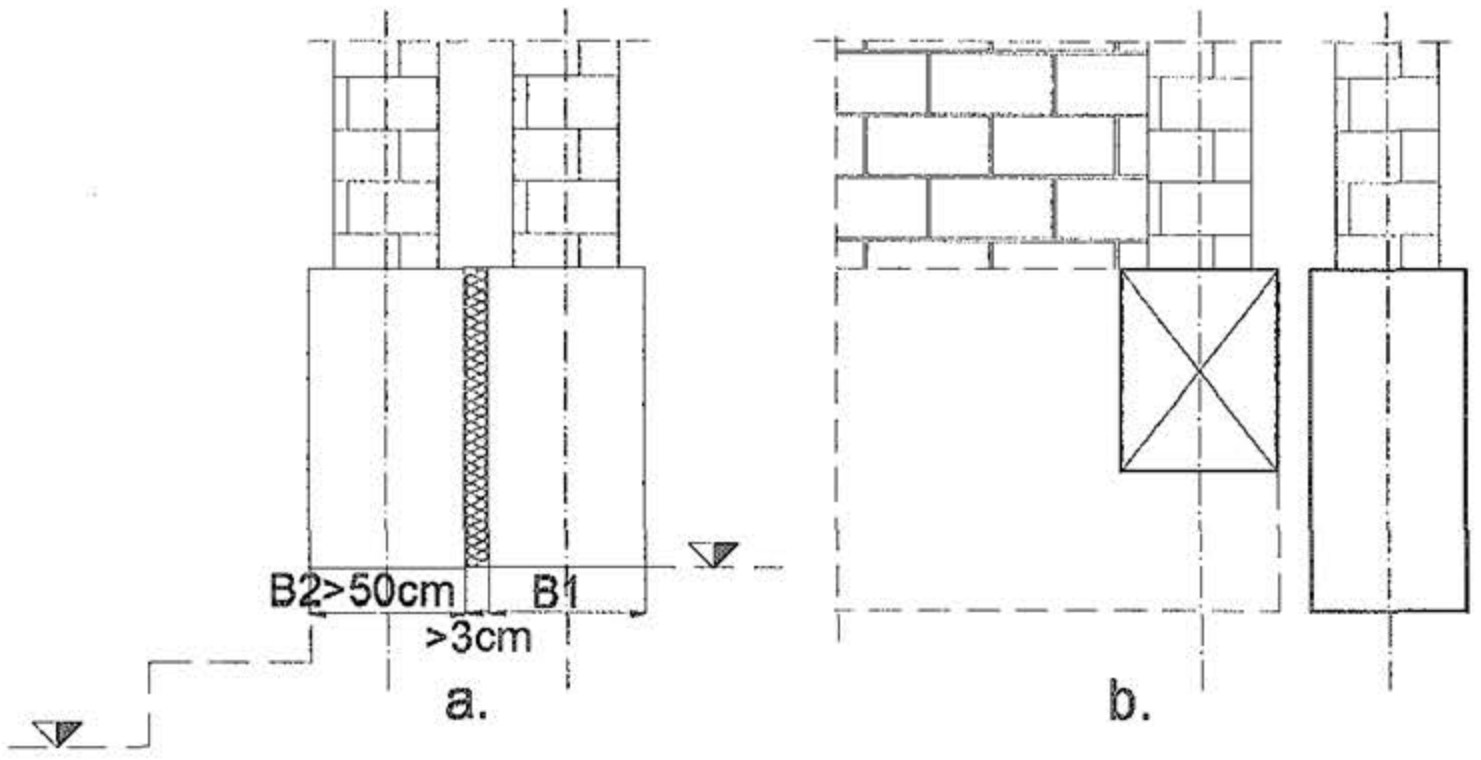


Fig. 8.18. Conformarea fundațiilor la extinderi de clădiri

Dacă lățimea necesară a tălpii fundației este mai mare de 50cm se propune adoptarea unei fundații continue cu talpa dispusă la nivelul fundației vechi și un soclu excentric pe care reazemă zidăria, Fig. 8.19.

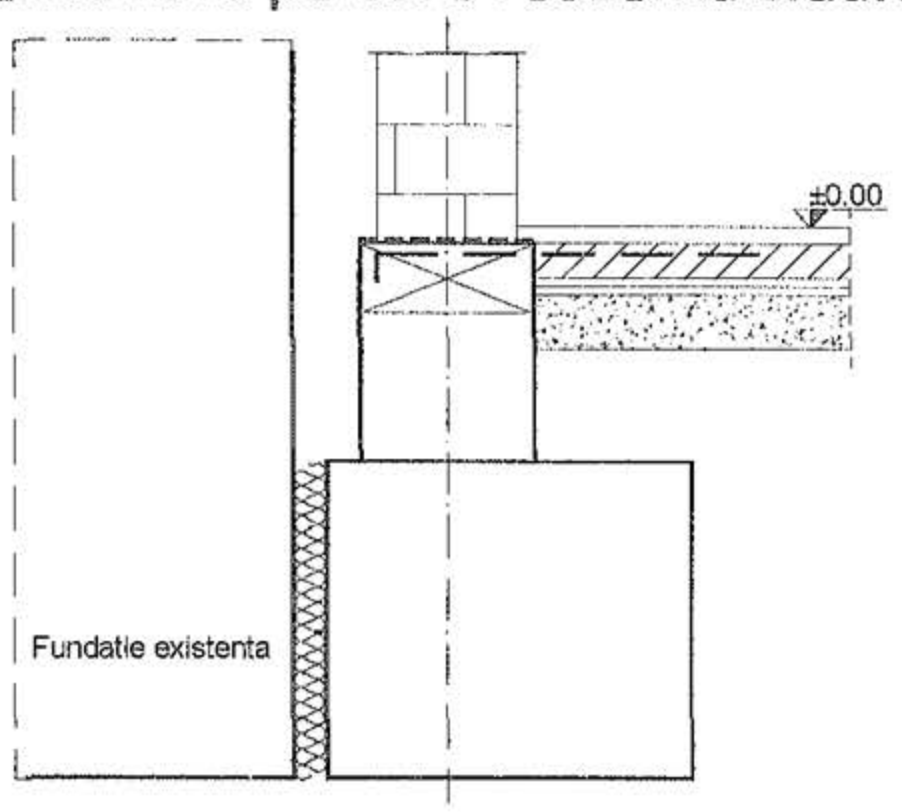


Fig. 8.19. Fundații vecine

Se recomandă ca la partea superioară a soclului să se prevadă o centură de beton armat în care să se ancoreze și placa de beton slab armat a pardoselii.

8.3. Dimensionarea fundaţiilor continue pentru pereţi prevăzuţi cu goluri

Dacă la parter sau la subsol avem goluri, calculul se face după cum urmează: presiunile ce apar pe (L_0-2H/tgα) nu trebuie să producă forfecarea fundaţiei pe lăţimea golului.

Se impune satisfacerea condiţiei, Fig. 8.19:

$$L_0 - \left(\frac{2 \cdot H}{tg\alpha_{adm}}\right) \cdot B \cdot p_{ef} \le B \cdot H \cdot f_{ctd} \tag{8.16}$$

de unde :

$$L_0 \le H\left(\frac{2 \cdot H}{tg\alpha_{adm}} + \frac{f_{ctd}}{p_{ef}}\right) \tag{8.17}$$

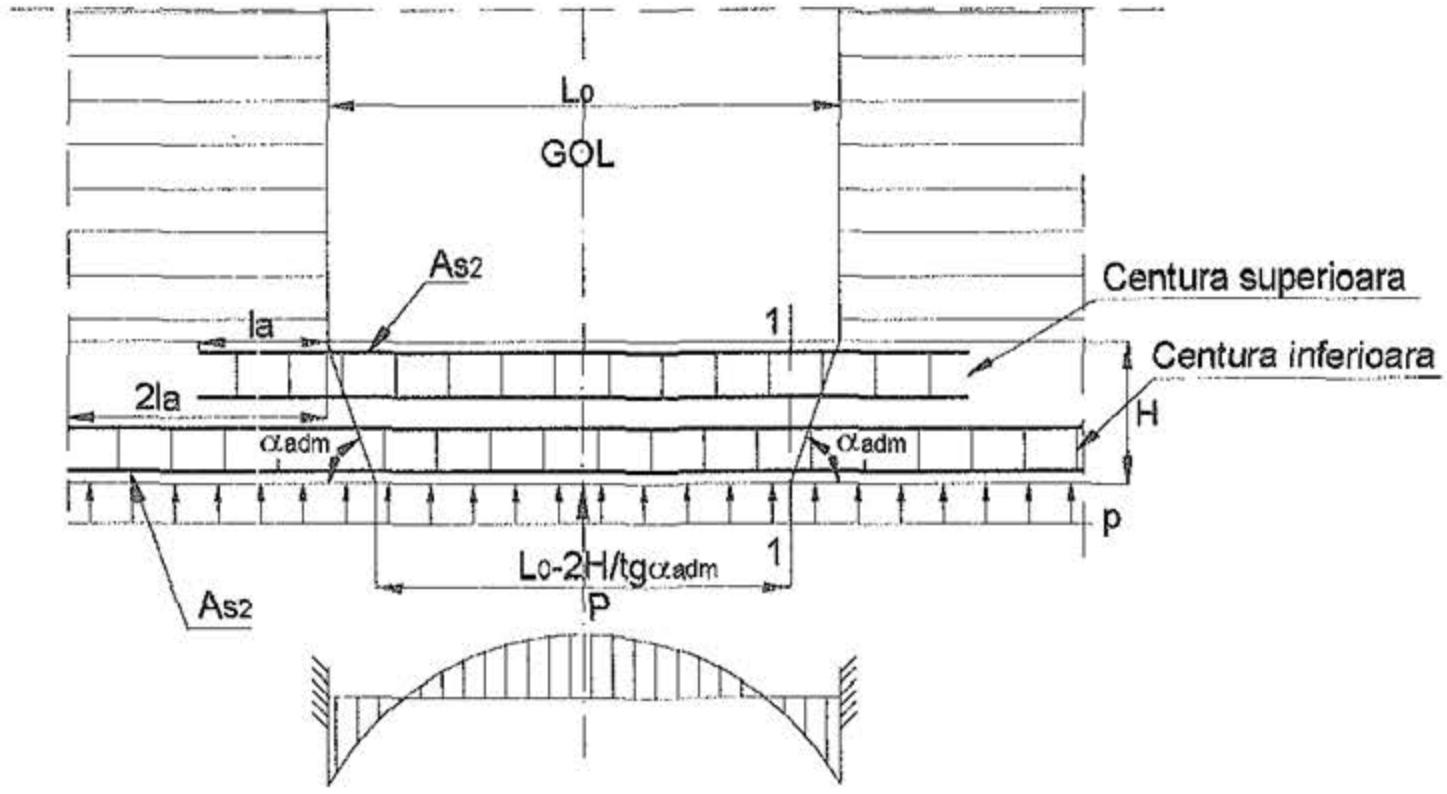


Fig. 8.20. Dimensionarea fundaţiei în zona golului

Dacă:

$$L < 2 \cdot \frac{H}{tg\alpha_{adm}} \tag{8.18}$$

– fundaţia este solicitată numai la compresiune.

$$L > 2 \cdot \frac{H}{tg\alpha_{adm}} \tag{8.19}$$

– fundaţia este solicitată şi la moment încovoietor.

Forţa tăietoare care apare în fundaţie are valoarea:

$$T = \left(L - 2\frac{H}{tg\alpha_{adm}}\right) \cdot p_{ef} \cdot B\,. \tag{8.20}$$

unde tg α_{adm} se determină din Tabelul 8.1, funcţie de presiunea efectivă şi clasa betonului folosit.

Dacă:

– $T < B \cdot H \cdot f_{ctd}$ - nu sunt probleme în ceea ce priveşte comportarea fundaţiei (8.21)

– $T > B \cdot H \cdot f_{ctd}$ - pentru preluarea forţei tăietoare este necesară armare.

Armătura se dispune sub forma unor centuri de beton armat cu coeficientul minim de armare $\rho>0,1\%$ şi diametrul armăturii $\varnothing>12mm$.

Pentru goluri de deschidere mare se impune verificarea la încovoiere a fundaţiei / centurii de beton armat.

Se consideră deschiderea golului ca o grindă încastrată elastic (valoarea momentului încovoietor în câmp fiind $pl^2/16$, iar pe reazem - $pl^2/10$) şi se dimensionează armătura longitudinală din centura superioară la momentul încovoietor din câmp, iar cea inferioară la momentul încovoietor de pe reazem. În fundaţie, armătura longitudinală superioară se prelungeşte cu o lungime de ancorare l_{bd}, iar cea inferioară cu $2l_{bd}$. Armătura se calculează şi se dispune conform prevederilor din SR EN 1992.

8.4. Fundaţii continue elastice sub pereţi structurali

8.4.1. Fundaţii continue elastice centrice

Pentru pereţii structurilor centrice, fundaţiile continue elastice pot fi realizate ca fundaţii centrate faţă de axa peretelui, Fig. 8.21.

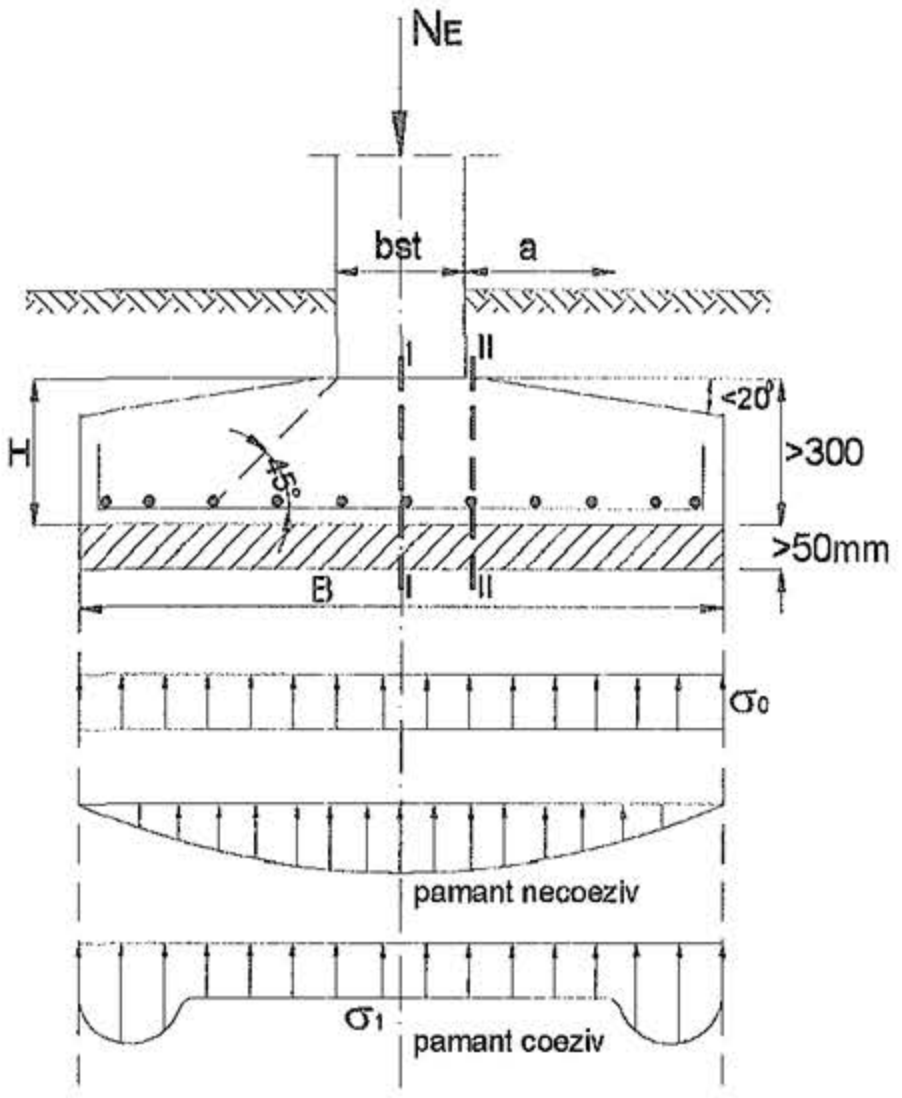


Fig. 8.21. Fundaţii continue elastice

Calculul lăţimii tălpii fundaţiei B se face similar ca la fundaţiile continue rigide. Determinarea înălţimii tălpii fundaţiei se face admiţând pentru raportul (H/B) valorile date în Tabelul 3.2.

Calculul armăturii se face pentru momentul încovoietor dat de reacţiunile pe suprafaţa de contact, faţă de secţiunea de la marginea

peretelui. Având în vedere dezvoltarea neliniară a eforturilor de contact pe talpa fundației se recomandă ca momentul încovoietor să se determine față de axa mediană a fundației:

– Pământ necoeziv: $M_{\cdot} = \sigma_0 \frac{a^2}{2}$ (8.22)

– Pământ coeziv: $M_{\cdot} = \sigma_0 \frac{B^2}{8}$

8.4.2. Fundaţii continue elastice excentrice

Fundațiile continue elastice excentrice pot fi alcătuite, Fig. 8.23.

a. Fundații continue elastice,
b. Fundații continue elastice legate cu fundațiile stâlpilor centrali,
c. Fundații continue elastice, rigidizate cu pereți transversali.

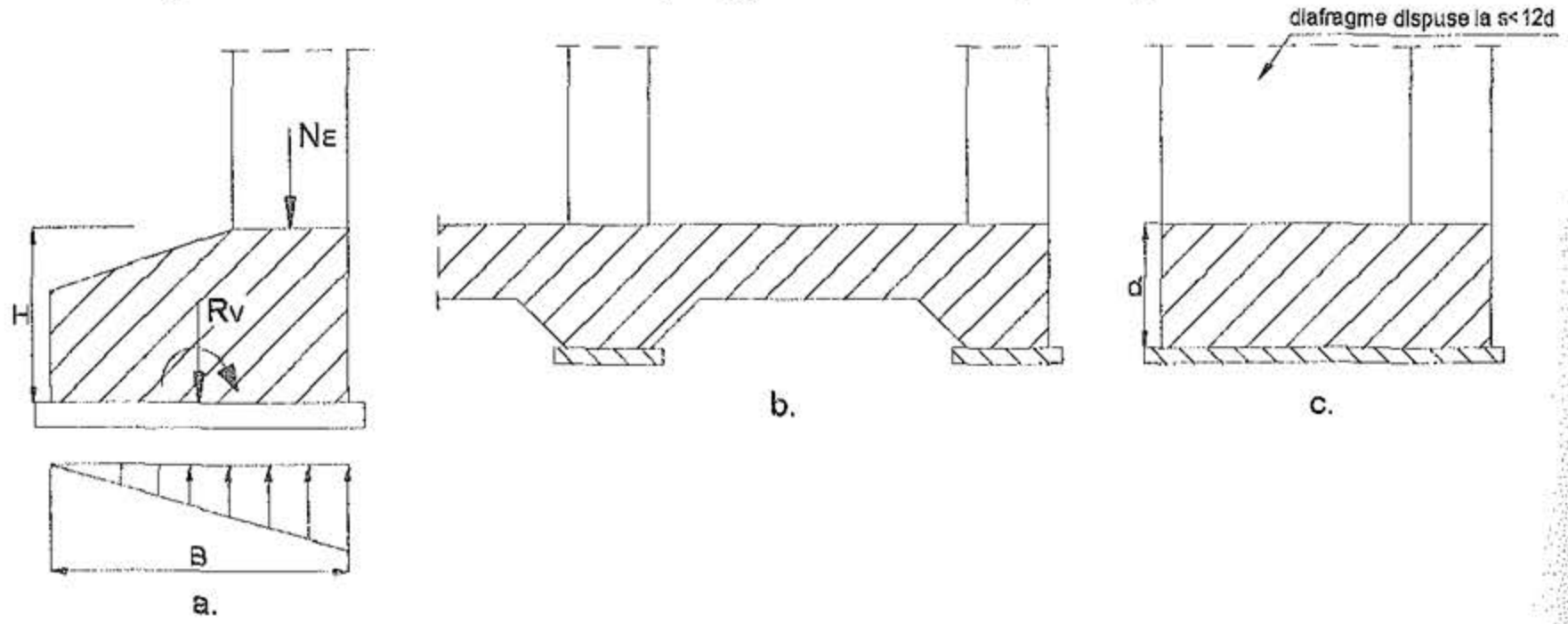


Fig. 8.22. Fundaţii continue elastice excentrice

Datorită acțiunii excentrice a sarcinilor elevației pe talpa fundației, distribuția presiunilor de contact este una dreptunghiulară, Fig. 8.23., valoarea excentricității încărcării recomandându-se a fi: $e \le \frac{1}{6} B$.

Fig. 8.23. Armarea fundației continue excentrice

Dacă este îndeplinită această condiție valoarea presiunilor de contact se poate stabili după propunerea lui Meyerhof (1963), astfel că:

$$p_{ef} = \frac{V_d}{A'} = \frac{V_d}{B' \cdot 1m} \leq p_{cr} \tag{8.23}$$

în care $B' = B - 2e_B$, $L' = 1,0m$ şi $V_d = N_E + G_F$.

Înălțimea fundației (H) se determină conform condiției $(H/L)_{min}$ din Tabelul 3.2

Armătura de rezistență de la talpa fundației se determină din momentul încovoietor calculat la extremitatea fundației, Fig. 8.23.

Valoarea momentului: $M_I = \frac{\sigma_1 \cdot a^2}{2}$ (8.24)

în care: $\sigma_1 = \frac{N_E}{B \cdot 1m}$ (8.25)

8.5. Soluţii de fundare la pereţi nestructurali

Pereţii nestructurali reazemă direct pe placa suport a pardoselii. Placa pardoselii reazemă pe teren bun de fundare sau pe umpluturi bine compactate cu grosime maximă de 0,80m, pentru cazul în care nu există riscul unei umeziri a umpluturii.

Sunt posibile mai multe soluţii de rezemare:

a. Pentru pereţi nestructurali care transmit o încărcare de maxim 4kN/ml şi au cel mult 3m lungime, placa va avea grosimea de minim 80mm, cu o armătură suplimentară în lungul peretelui, Fig. 8.24.

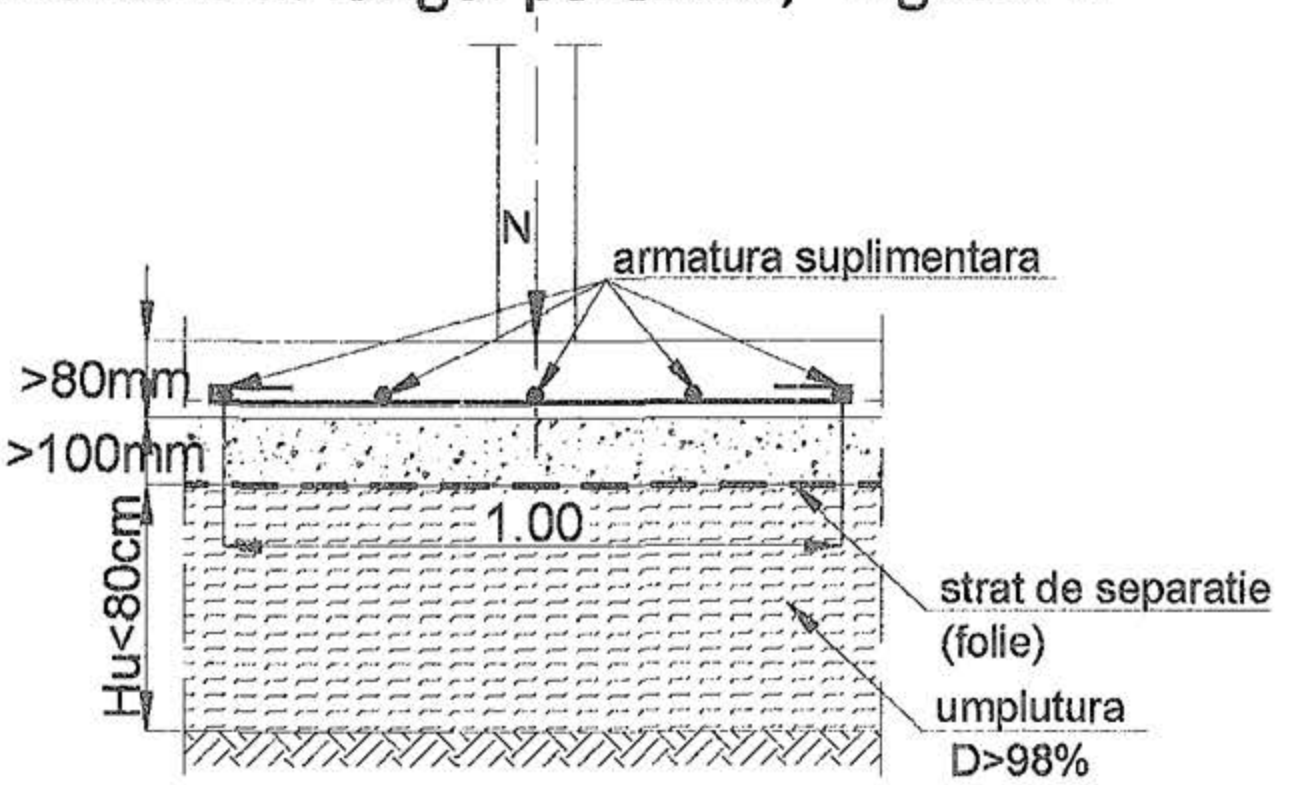


Fig. 8.24. Fundații pentru pereți nestructurali, N<4kN/ml

b. Dacă peretele nestructural transmite o încărcare între 4-10kN/ml şi are cel mult 3m lungime, placa se va îngroşa local şi se va prevedea o armătură suplimentară (≥Φ10mm) , Fig. 8.25.

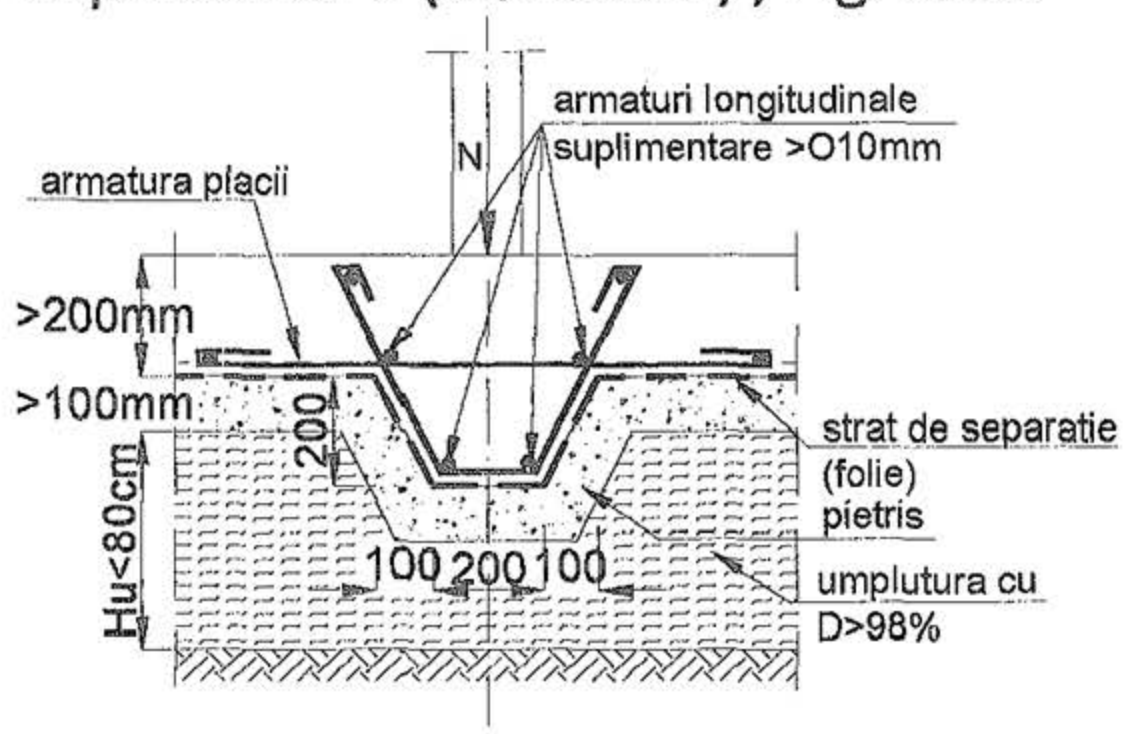


Fig. 8.25. Fundaţii pentru pereți nestructurali, N= 4-10kN/ml

c. Dacă peretele nestructural transmite o încărcare mai mare de 10kN/ml se vor prevedea fundaţii continue sau cu reazeme izolate, Fig. 8.26.

În cazul în care fundaţia reazemă pe un teren compresibil (mare/mijlociu) se recomandă ca la partea superioară să se prevadă şi o centură de beton armat (≥200mm, 4Φ12). Ea va servi si pentru ancorarea armăturii stâlpişorilor de beton armat.

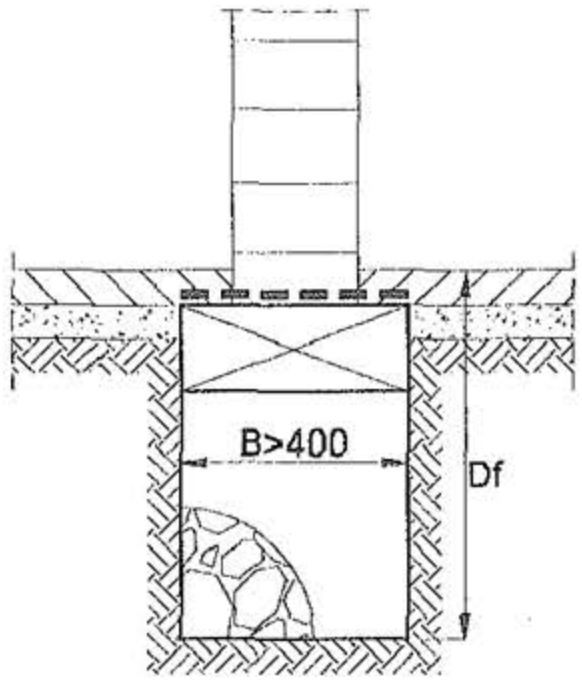


Fig. 8.26. Fundaţie continuă pentru perete nestructural

8.6. Fundaţii pentru pereţi structurali în zone cu seismicitate ridicată (a_g>0.12g)

Problema principală o reprezintă asigurarea unei rigidităţi astfel încât să fie preluate toate tasările neuniforme. Acţiunea seismică S va fi preluată de diafragme, încărcarea exterioară distribuindu-se pe toată lungimea diafragmei, Fig. 8.27.

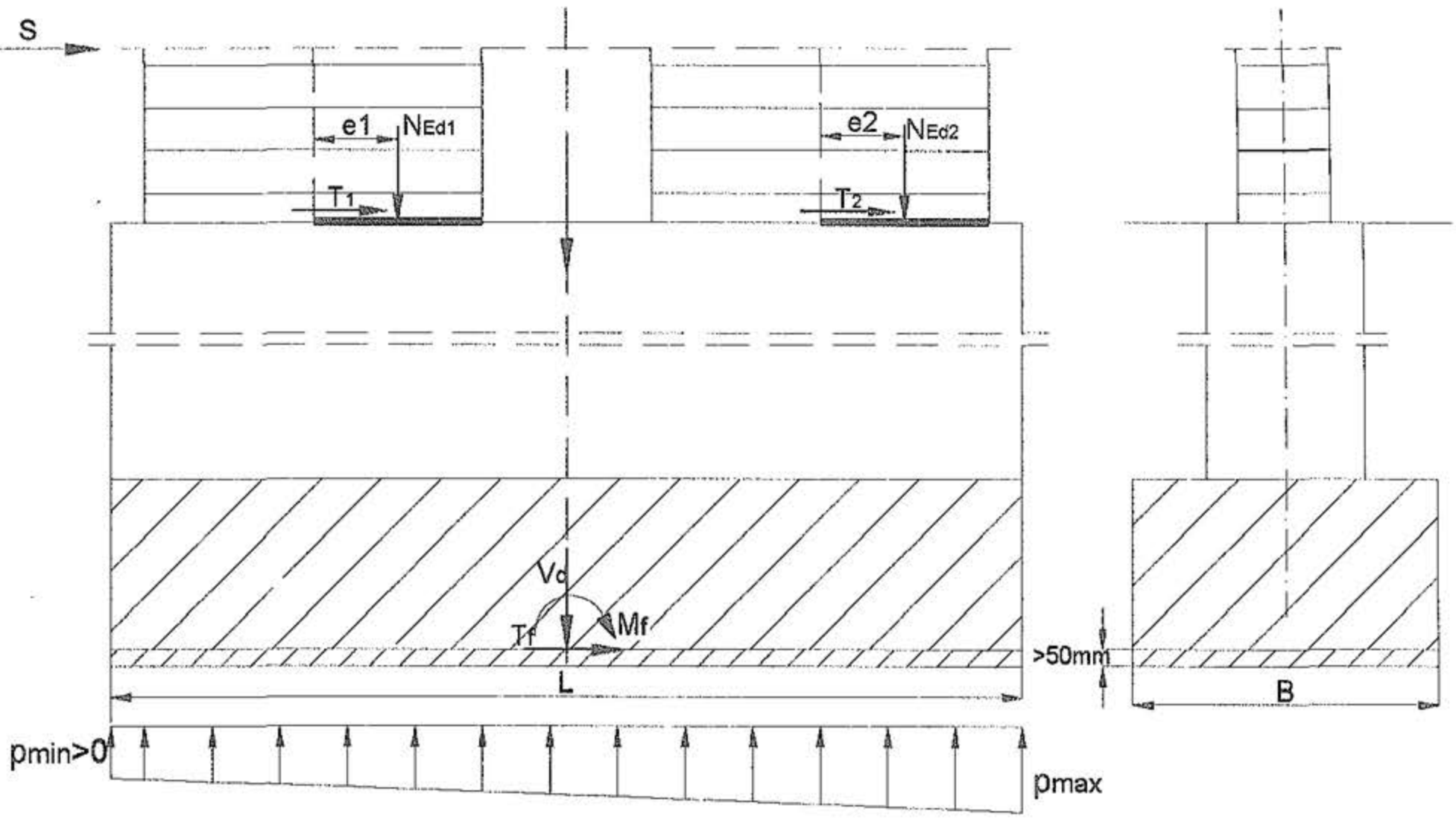


Fig. 8.27. Fundaţii centrice sub diafragme

Conformarea fundaţiei pentru zone cu seismicitate ridicată implică rigidizarea corpului fundaţiei. Aceste fundaţii se realizează ca şi elemente continue de beton armat.

Este important a stabili care zone se încadrează în această categorie. Dacă luăm în considerare prevederile Normativului P 100, toate zonele se încadrează în categoria zonelor seismice. Trebuie făcută apoi o analiză asupra necesității prevederilor acestor capitole pentru toate zonele seismice, indiferent de intensitatea sarcinii seismice. Plecând de la prevederile unor normative, zonele cu intensitate seismică E și F nu se încadrează în grupa zonelor seismice, ele având intensitate seismică redusă, care le încadrează în grupa zonelor neseismice. Plecând de la aceste considerații, este de analizat necesitatea respectării acestor recomandări pentru conformarea fundațiilor în toate zonele seismice.

8.6.1. Armarea fundaţiei continue în zone cu seismicitate ridicată

8.6.1.1. Fundaţii la construcţii fără subsol

Conformarea fundaţiei se va face conform Fig. 8.28. Armarea fundaţiei va asigura o rigiditate a acesteia, atât prin forma fundaţiei (T) cât şi prin armarea ei.

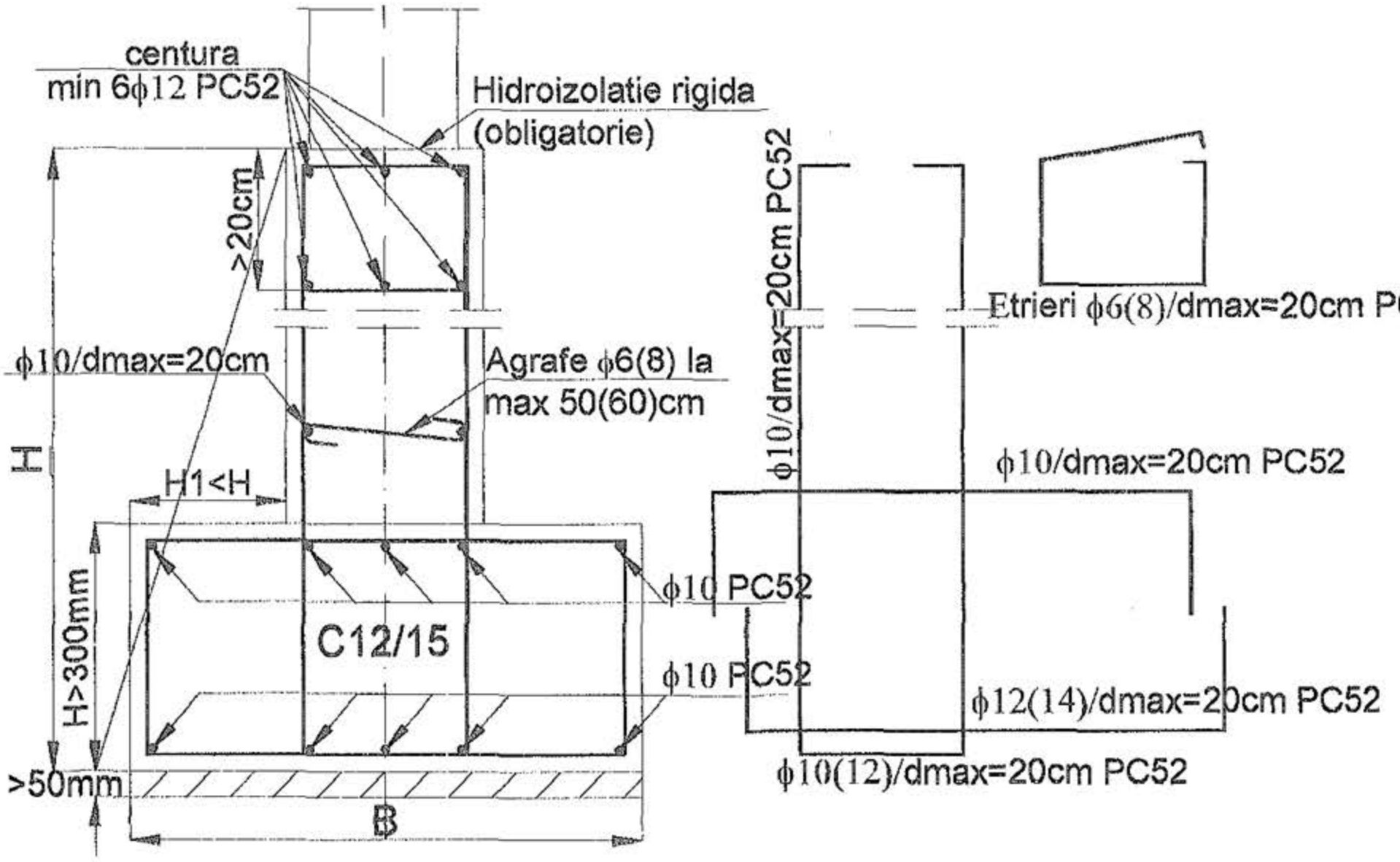


Fig. 8.28. Fundaţie armată pentru construcţii fără subsol

8.6.1.2. Fundaţii la construcţii cu subsol

Se va realiza un perete de beton armat (perete de subsol) armat pe ambele feţe, Fig. 8.29.

8.7. Racordarea în trepte a fundaţiilor aflate la cote de fundare diferite

Racordarea în trepte a fundaţiilor este necesară în următoarele situaţii Fig. 8.30.:

- Amplasamentul se găseşte pe un teren în pantă, Fig. 8.30.a.,
- Pe zona amplasamentului avem o stratificaţie înclinată a terenului bun de fundare, Fig. 8.30.b.,
- Clădiri cu subsol parţial, Fig. 8.31.,
- Vecinătăţi de fundaţii având cote de fundare diferite (fundaţie perete exterior – perete interior, extinderi de construcţii etc.) Fig. 8.31.

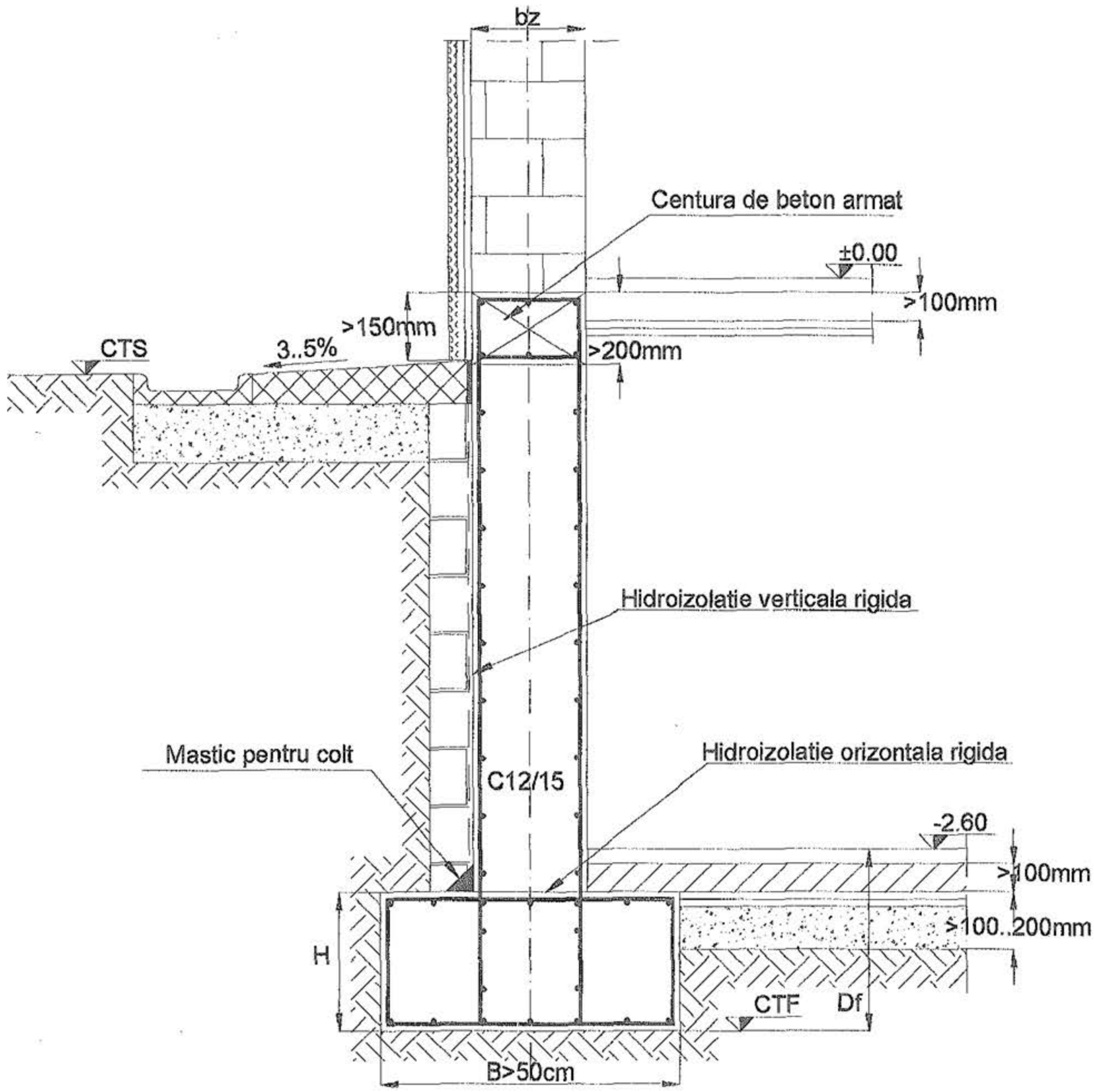


Fig. 8.29. Fundaţii armate pentru construcţii cu subsol

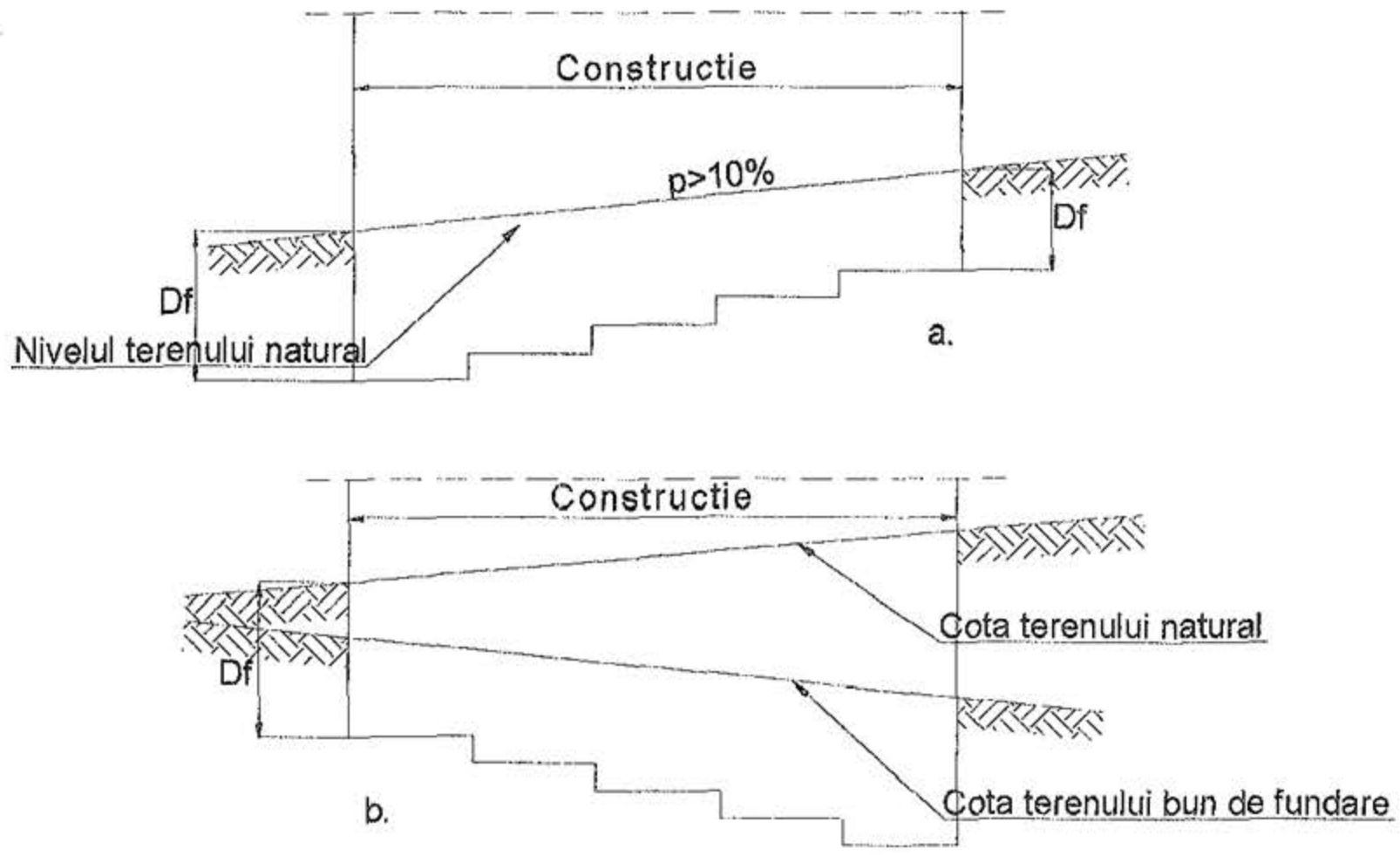


Fig. 8.30. Racordarea în trepte a fundaţiei continui

Se recomandă respectarea următoarelor condiţii, Fig. 8.31:

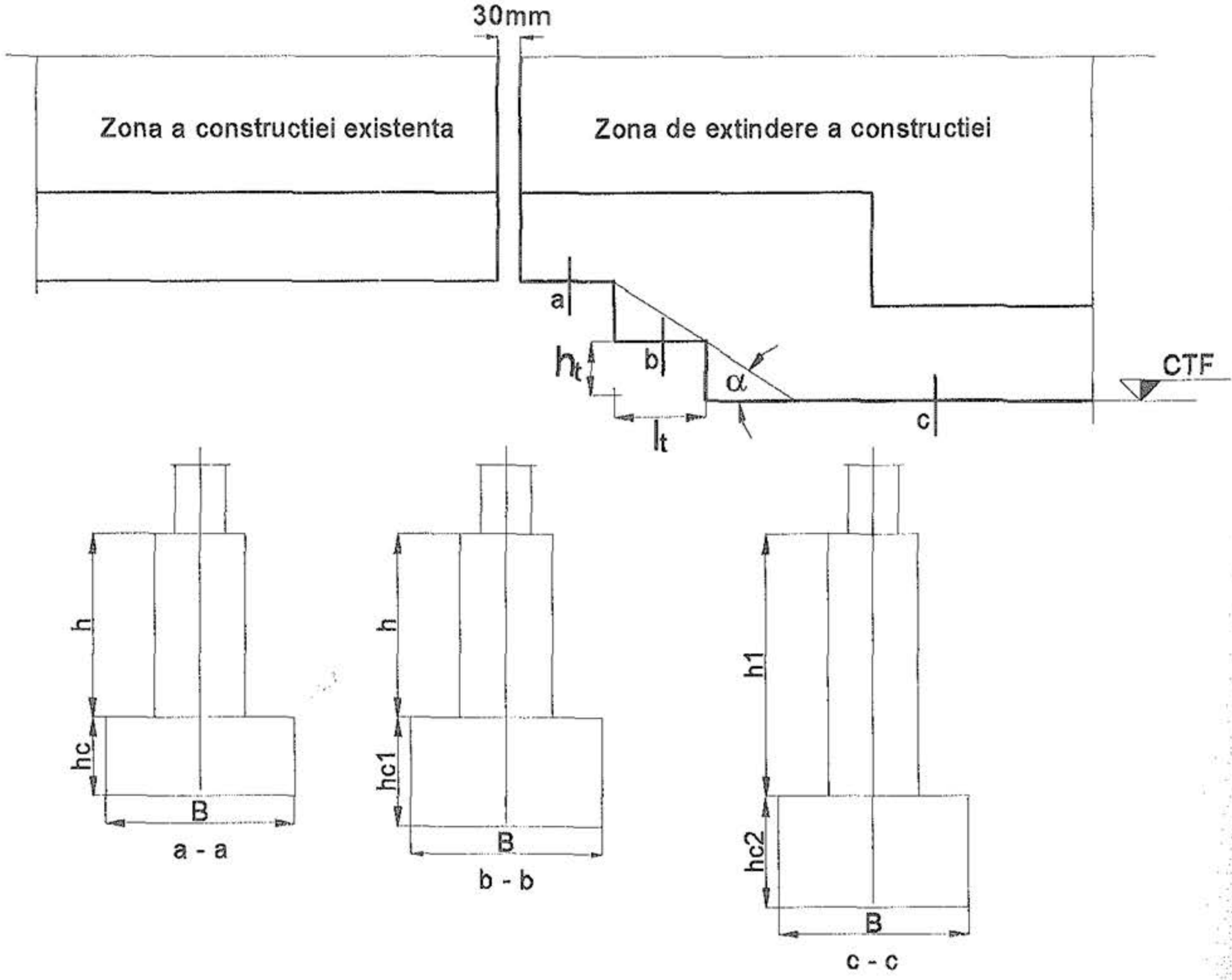


Fig. 8.31. Vecinătate de fundaţii cu cote de fundare diferite

– Racordarea între cotele de fundare diferite se realizează în trepte,

– Linia de pantă a treptelor trebuie să respecte condiţia: $tg\delta \leq 0{,}65(2/3)$,

– Înălţimea treptelor se limitează la 0,50m în terenuri puţin coezive şi la 0,70m în terenuri coezive sau compacte ($l_t \geq 2h_t$),

– Treptele trebuie să fie petrecute pe o distanță egală cel puțin cu înălțimea fundației și în același timp cel puțin cu de două ori înălțimea treptei, Fig. 8.32.,

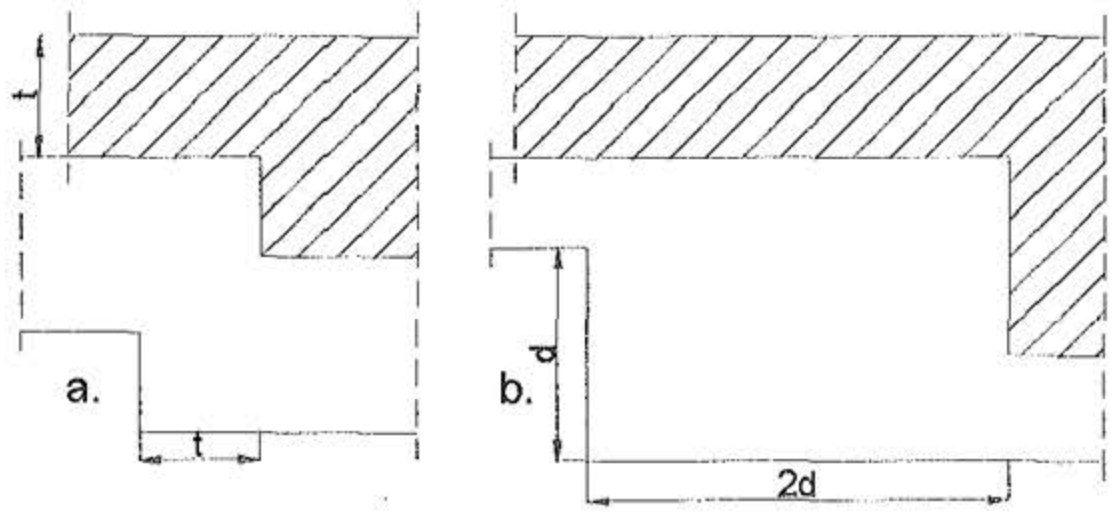


Fig. 8.32. Condiţii de suprapunere a treptelor fundaţiilor continue cu denivelări

– Cota superioară a blocului de fundare se păstrează la acelaşi nivel pe cel puţin lungimea zonei de racordare.

Dacă în vecinătatea construcţiei noi proiectate avem o construcţie existentă, se pot realiza fundaţiile în mai multe variante:

a. Se va executa o subzidire, aducând talpa fundaţiei construcţiei existente la nivelul celei ce urmează a se executa, Fig. 8.33.

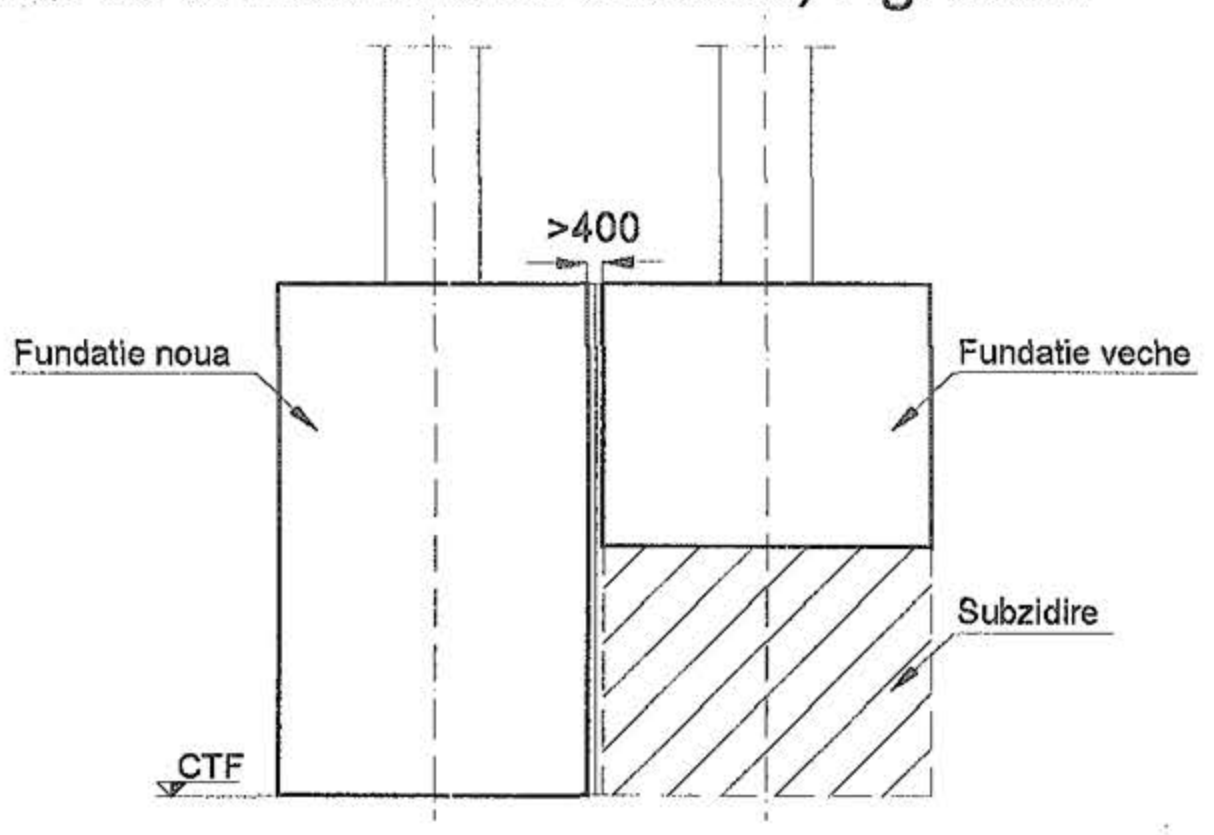


Fig. 8.33. Racordarea fundaţiilor prin subzidire

b. Se va executa o racordare a fundaţiei noi, în trepte, faţă de cea veche, astfel se pierde însă o parte din subsol, dar parterul se poate scoate în consolă, Fig. 8.34.

În cazul în care cotele tălpii fundațiilor reazemă pe terenuri stâncoase, condițiile date mai sus nu mai sunt valabile. În aceste situații racordarea în trepte se va face asigurând chiar o valoarea a $tg\alpha \geq 1$ (α=45-70^0).

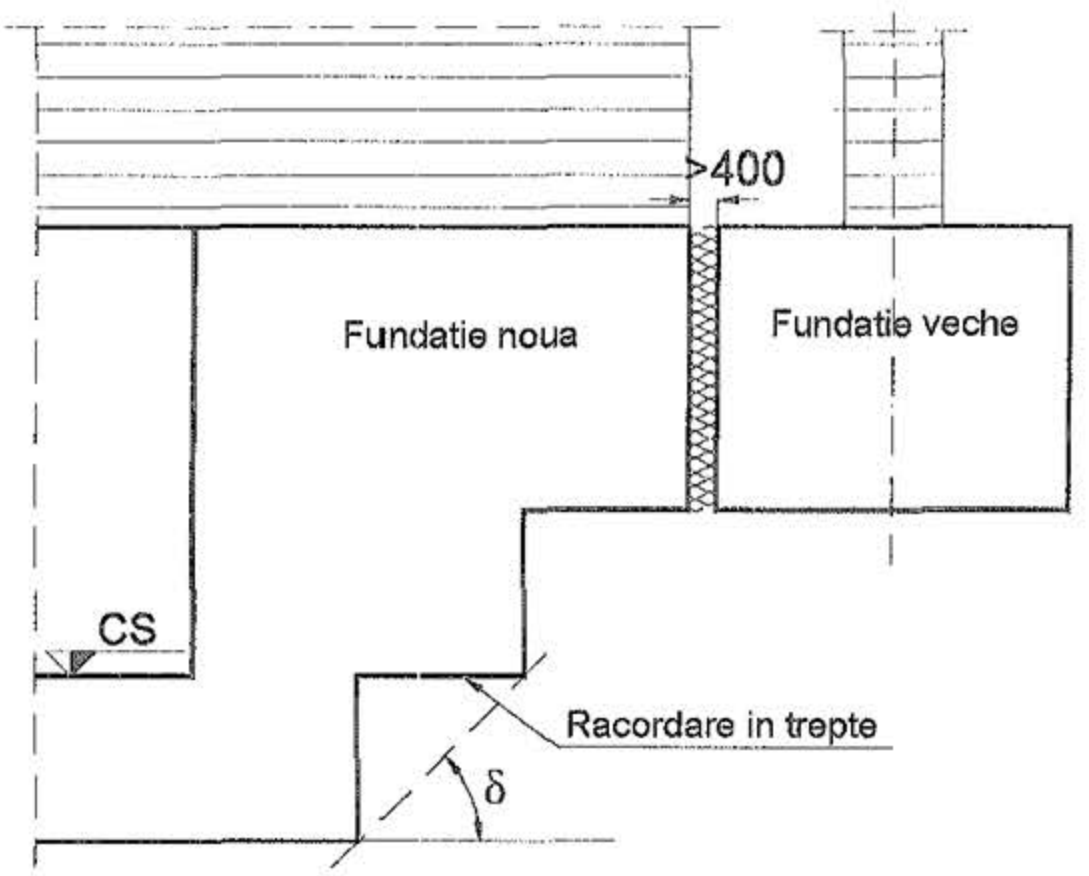


Fig. 8.34. Racordarea cu parterul scos în consolă

8.8. Fundaţii pentru pereţi structurali de beton armat

Pereţii structurali de beton armat transmit infrastructurii momente încovoietoare şi forţe tăietoare importante, în condiţiile unor forţe verticale reduse. Datorită solicitărilor mari transmise de suprastructură prin intermediul pereţilor (diafragmelor) şi uneori a stâlpilor (în structuri mixte), dezvoltarea fundaţiilor se face ca o reţea de fundaţii continue, pe una sau două direcţii, Fig. 8.35.

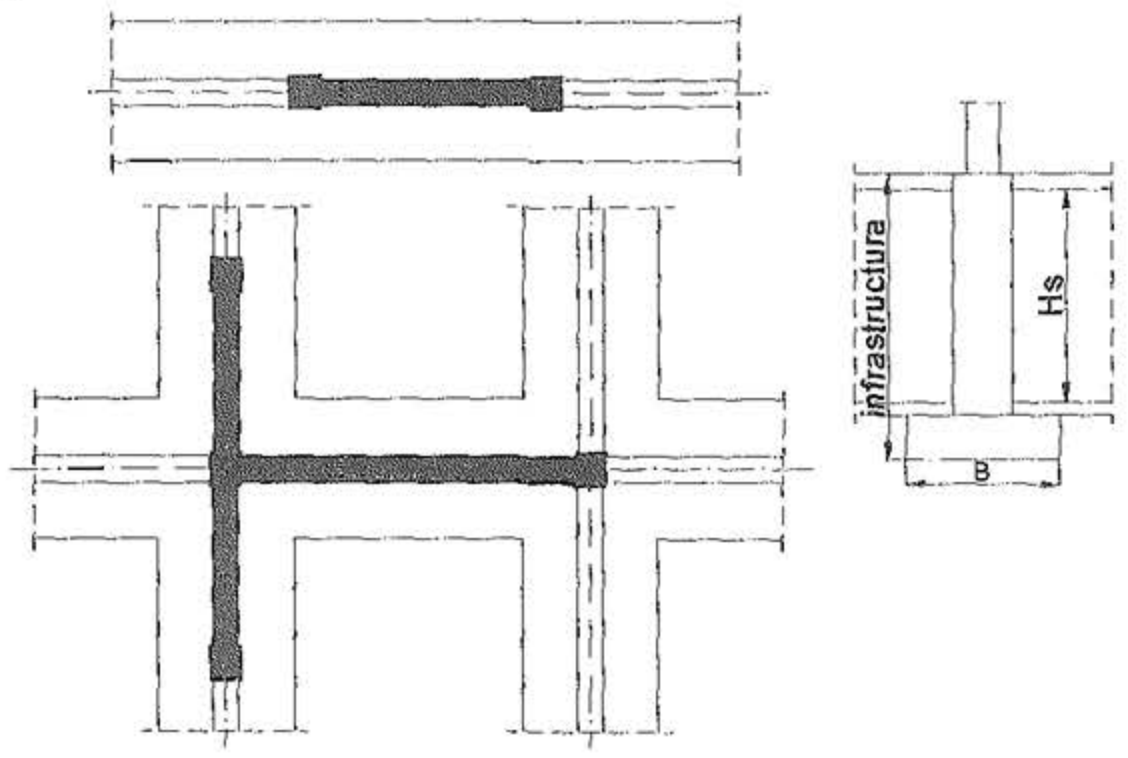


Fig. 8.35. Fundaţie continuă pentru perete din beton armat

În cazul structurilor mixte: nucleu din pereţi din beton armat şi stâlpi din beton armat perimetrali, se recomandă să se realizeze o structură cu rigiditate foarte mare, formată din radier general, pereţi de subsol şi planşeu din beton armat monolit, Fig. 8.36.

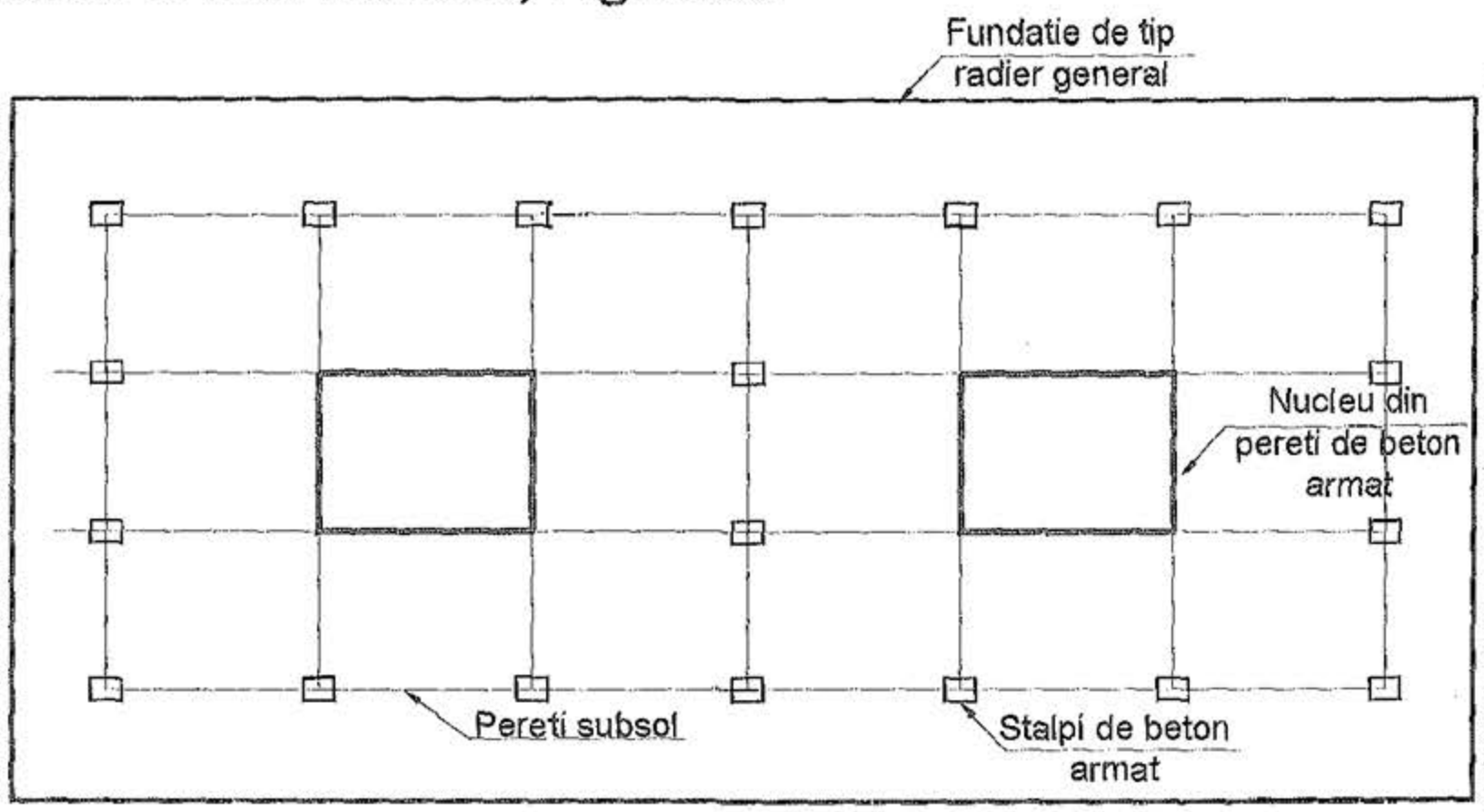
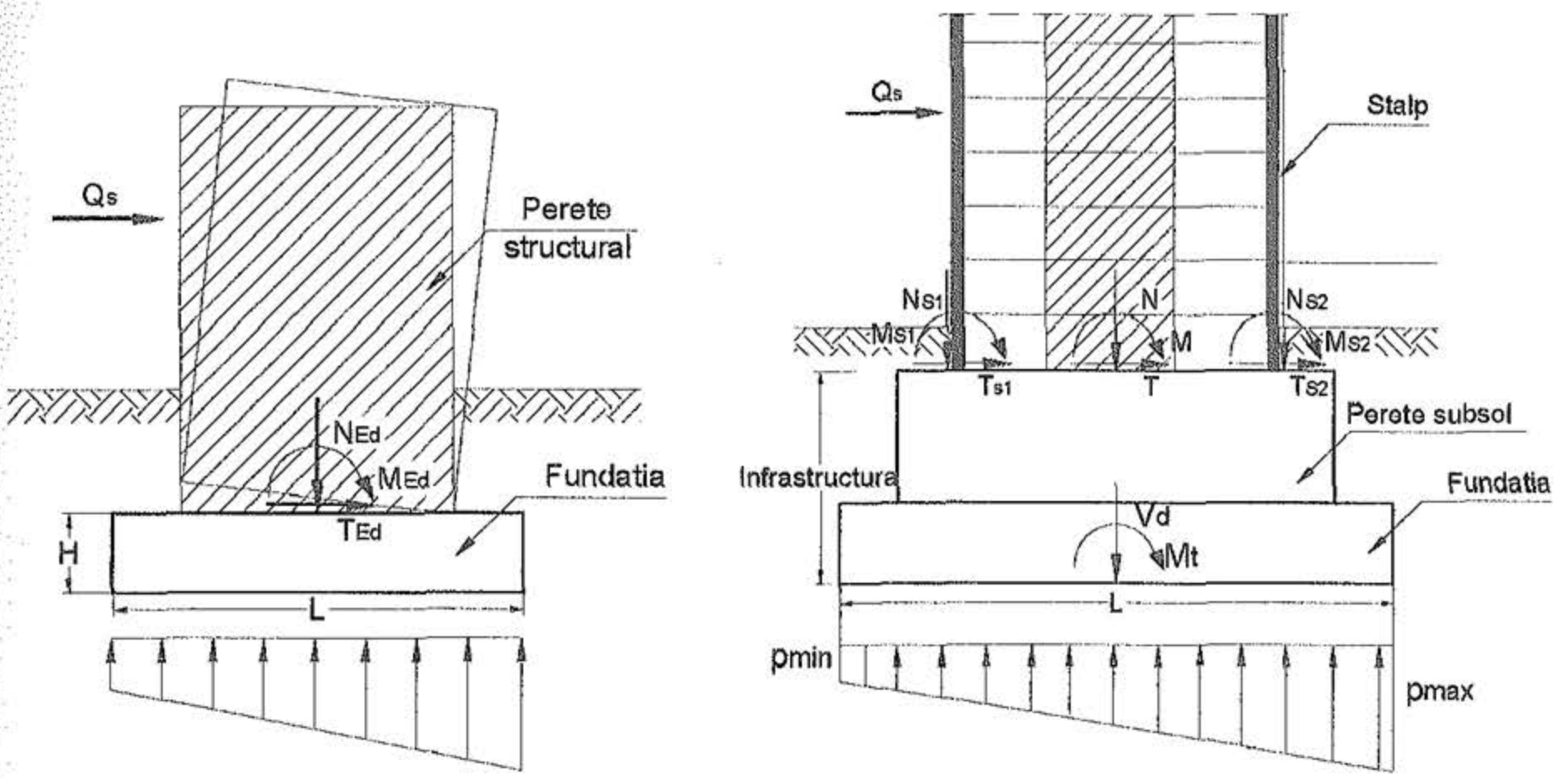


Fig. 8.36. Fundaţie radier general pentru structura mixtă

Dacă suprafaţa nucleului din pereţi din beton armat este mică faţă de cea a construcţiei, se poate realiza o fundaţie de tip radier general sub nucleu iar stâlpii din beton armat să fie rezemaţi pe grinzi continue de

fundare legate de radier. În acest caz legătura dintre radier şi grinzile continue trebuie să fie capabilă să preia şi forţele tăietoare din tasarea neuniformă dintre radier şi grinda continuă.

La dimensionarea elementelor structurale se consideră că deformaţiile plastice sunt dirijate în suprastructură, iar infrastructura proiectată să răspundă în domeniul elastic de solicitare, Fig. 8.37.



a. Fundație independentă b. Infrastructura

Fig. 8.37. Fundație cu comportare elastică

De regulă elementele structurale ale suprastructurii se consideră încastrate la nivelul infrastructurii, nerecomandându-se fundarea directă a acestora cu prevederea unor pereţi de închidere ai subsolului .

Alcătuirea de ansamblu a structurii perete – fundație este cea prezentata în Fig. 8.38.

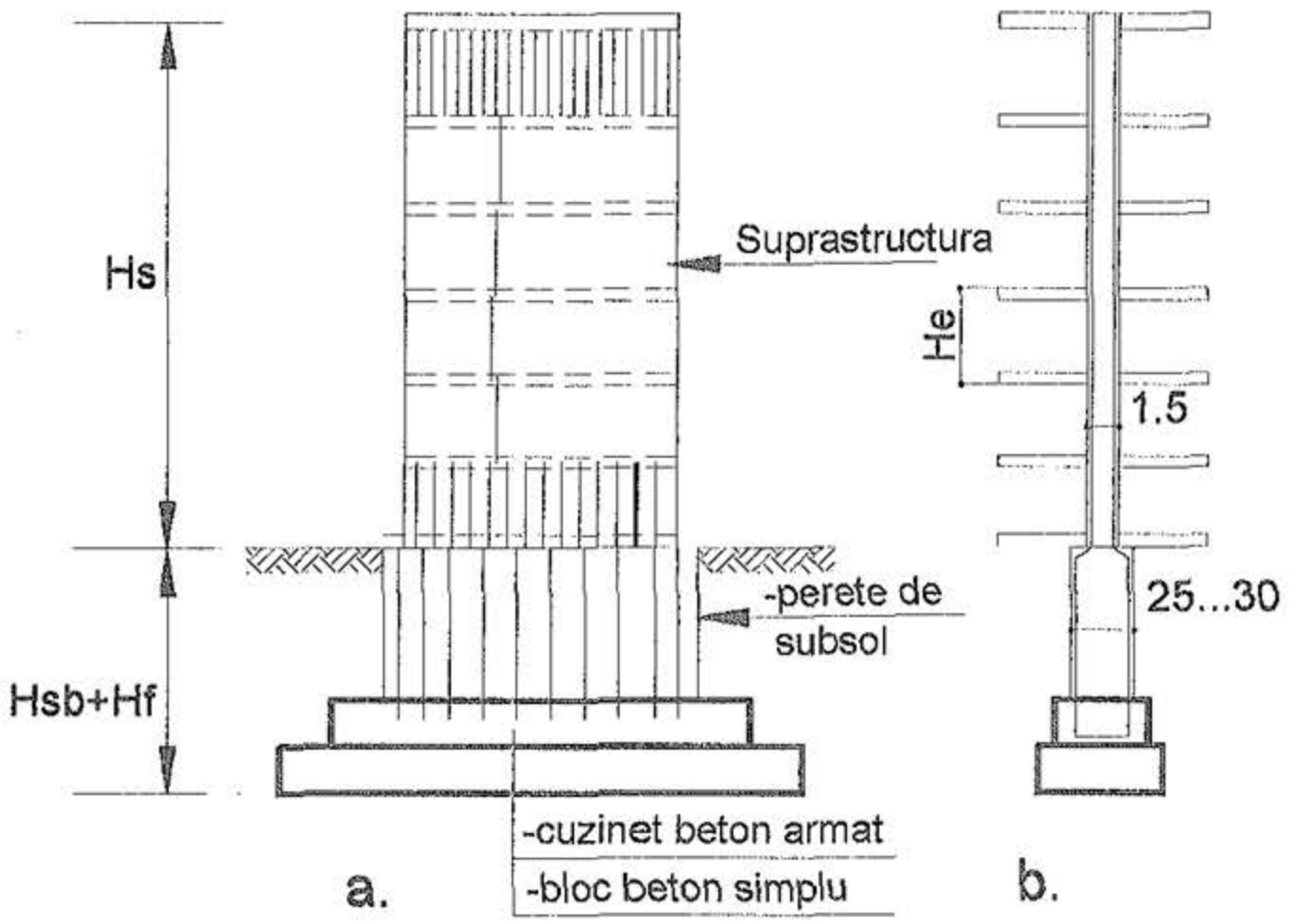


Fig. 8.38. Alcătuirea perete structural-fundație

Eforturile secționale în perete și la interfața fundație – teren, se determină funcție de alcătuirea perete – fundație, Fig. 8.39.

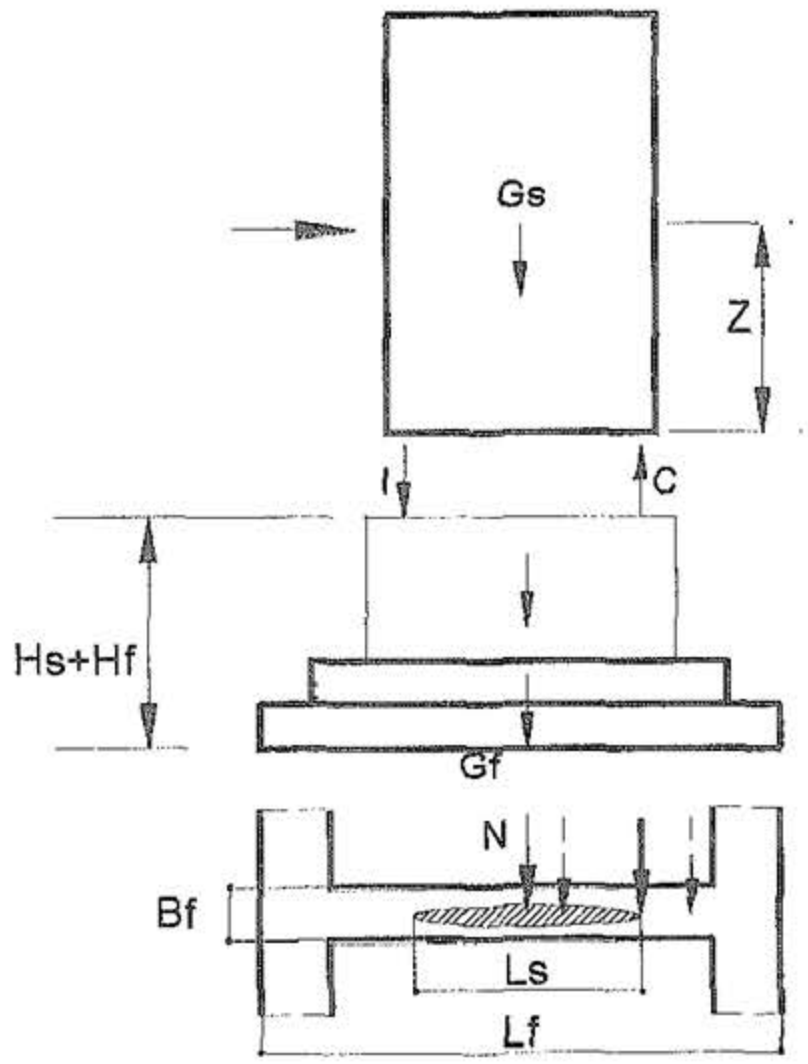


Fig. 8.39. Eforturi secționale în perete –presiuni pe teren la pereți individuali

În cazul în care peretele structural este individual, Fig. 8.40., eforturile secționale care se transmit de la suprastructură sunt preluate de substructură și transmise terenului de fundare prin intermediul fundației. Se urmărește ca eforturile rezultate la talpa fundației să fie cuprinse în zona sâmburelui central ($e \leq L/6$) asigurând transmiterea acestora terenului de fundare sub forma unor reacţiuni dezvoltate pe toată suprafața fundației, Fig. 8.40. a. și b. În cazul în care rezultanta solicitărilor pe talpa fundației calcă înafara sâmburelui central al tălpii fundației, Fig. 8.40. c. și d. presiunea de contact se repartizează liniar.

Datorită solicitărilor mari care se dezvoltă la talpa fundației terenul de fundare poate face o incursiune în domeniul plastic, situație în care este cel mai corect să se considere că presiunile de contact se distribuie pe o zona activă, Fig. 8.40.d, de lungime L'.

Valoarea maximă a presiunilor de contact nu poate depăși valoarea presiunii critice de cedare laterală (p_{cr} sau $p_{cr} \cong 3p_{conv}$). Pentru a asigura stabilitatea construcției se recomandă însă ca valoarea lui e să nu depășească $e \leq \frac{1}{3}L$ - pentru fundație de formă dreptunghiulară și 0.2R - pentru fundație de formă circulară.

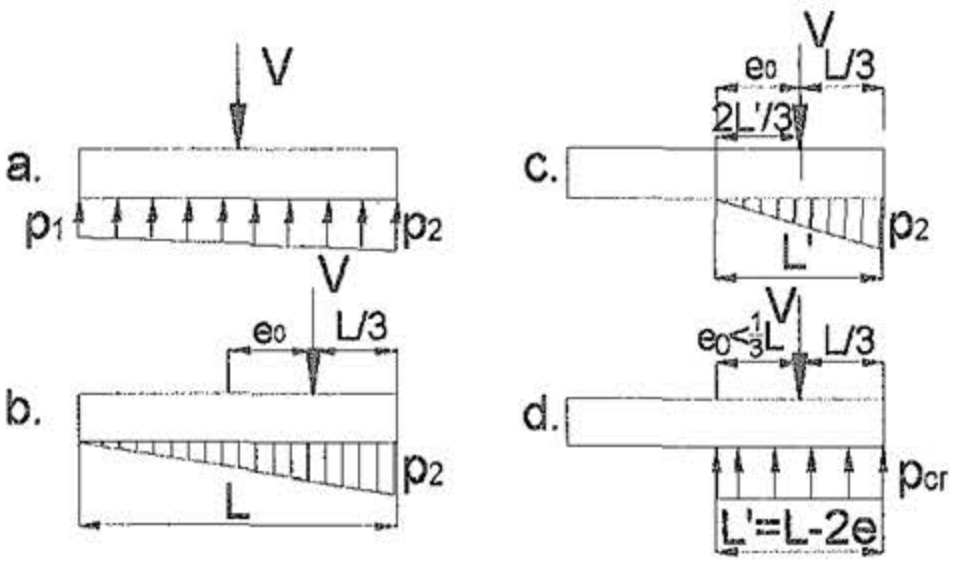


Fig. 8.40. Distribuția presiunilor de contact pe talpa fundației

În cazul in care avem diafragme cuplate, transmiterea eforturilor secționale de la pereții structurali la fundație și terenul de fundare se prezintă în Fig. 8.41.

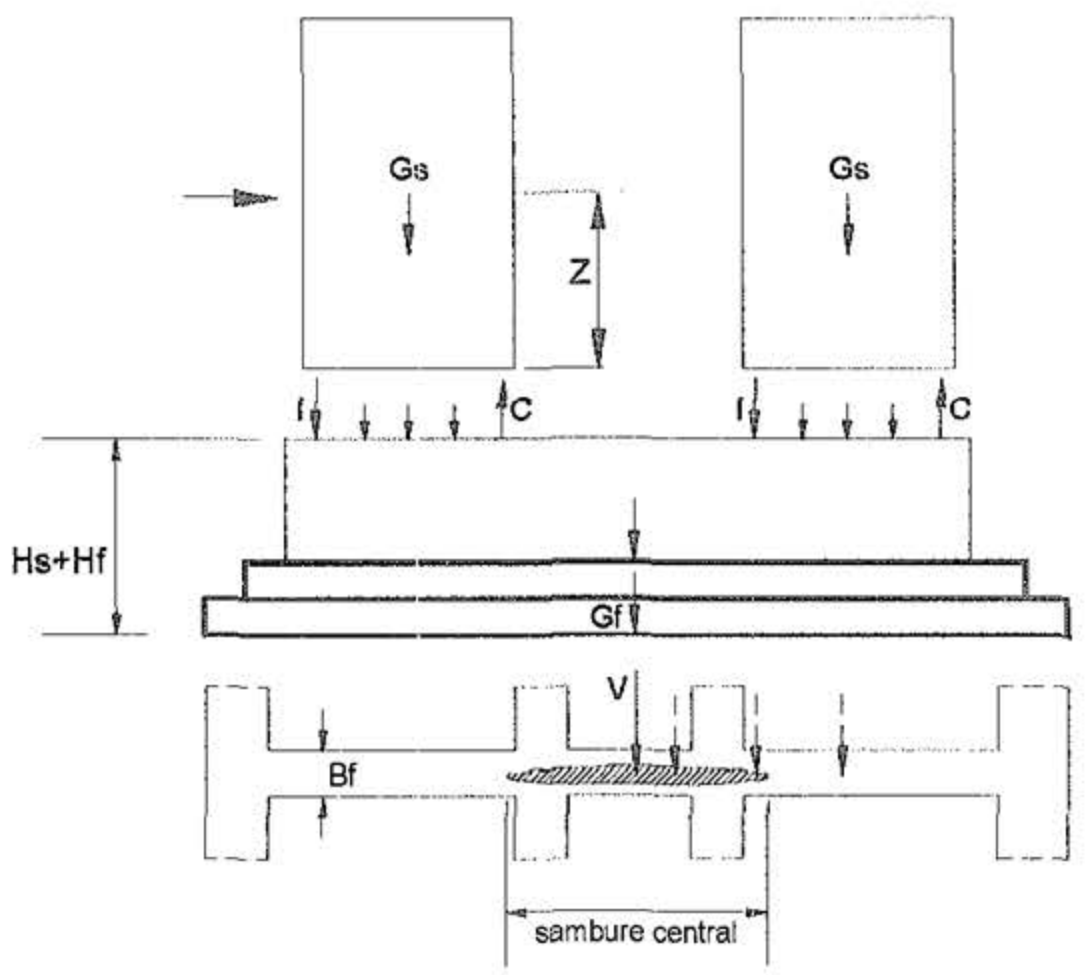


Fig. 8.41. .Eforturi secționale în perete – presiuni de contact la pereți cuplați

Fundaţiile sub pereţii care alcătuiesc suprastructura pot fi realizate ca fundaţii continue sub reţeaua de pereţi ai subsolului sau ca fundaţii tip radier, pentru pereții de subsol prefabricați.

Fundaţiile continue sub pereţi pot fi realizate ca şi:

- Tălpi continue de beton armat,
- Bloc din beton simplu şi cuzinet de beton armat.

8.8.1. Fundaţii continue sub pereţi portanţi

Dacă infrastructura este suficient de rigidă şi rezistentă, poate fi acceptată ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe teren, Fig. 8.42. Calculul presiunilor pe teren şi dimensionarea tălpii fundaţiilor se poate face acceptând ipoteza secţiunilor plane.

În general se consideră necesară adoptarea unor măsuri de asigurare a comportării subsistemului infrastructură și fundații ca o cutie rigidă și rezistentă, în caz contrar se impune analiza ipotezelor de calcul pentru identificarea capacității de rezistență a peretelui, în funcție de conformarea și capacitatea de rezistență a fundațiilor:

Pentru situația dată în Fig. 8.40.b.

$$e_0 = \frac{L}{6} \text{ (limita sâmburelui central)} \tag{8.26}$$

$$M_{f,cap} = M_{ov} = V_1 \cdot e_0 \tag{8.27}$$

$$Q_{cap,perete} = \frac{M_{ov}}{[z + H_{subsol} + H_f]} \tag{8.28}$$

unde: V_1- greutatea la nivelul fundației dată de peretele suprastructurii, infrastructurii și greutatea proprie a fundației,

Z – brațul de pârghie al forței tăietoare măsurate până la nivelul planșeului de peste subsol.

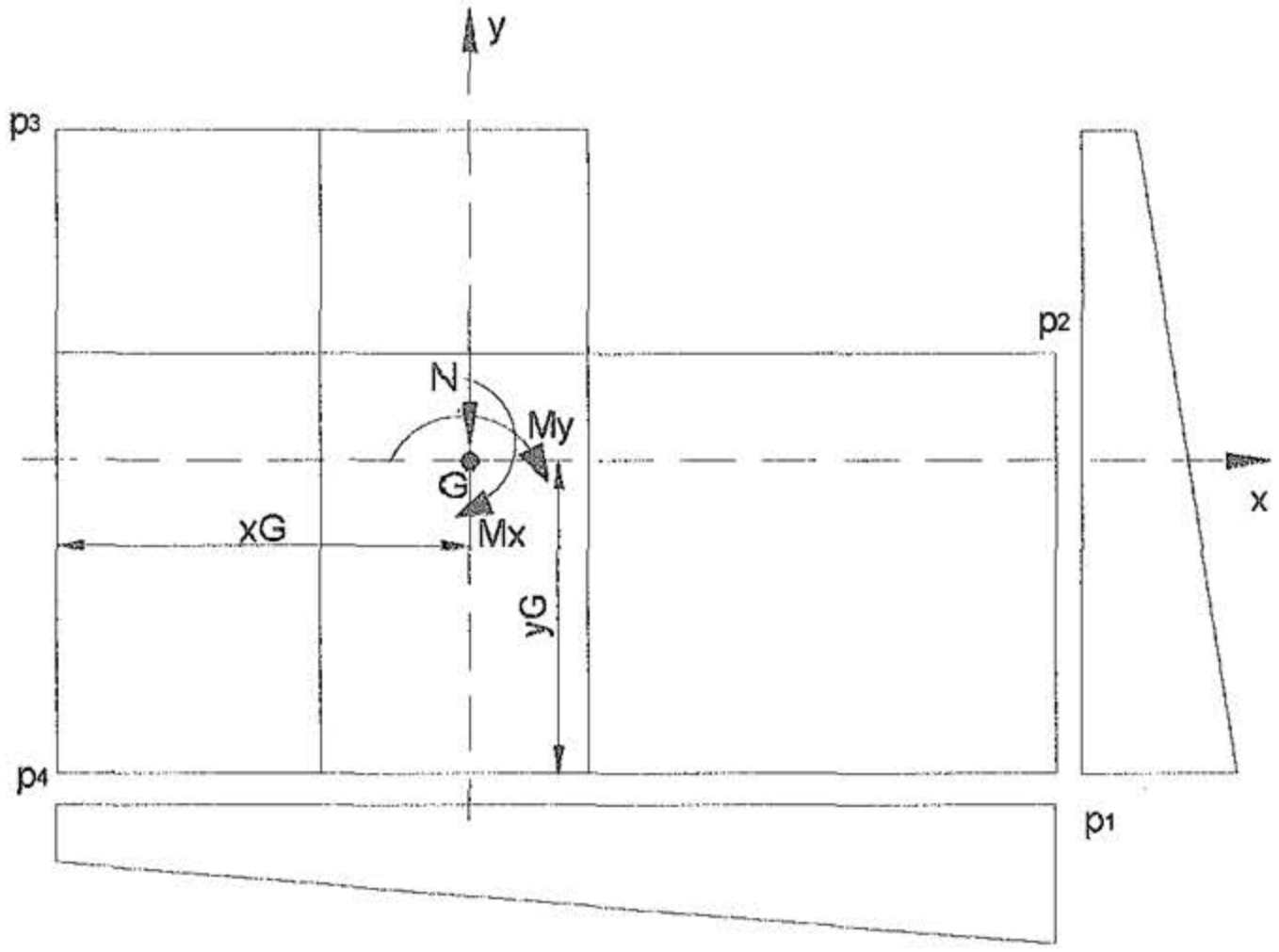


Fig. 8.42. Considerarea presiunilor pe teren pentru ansamblul fundațiilor

Valoarea de calcul se compară cu valoarea de calcul obținută pentru peretele structural considerat încastrat la nivelul planșeului peste subsol. În cazul unui teren cu deformaţii mari, calculul presiunilor pe teren se face pe baza unui model care permite luarea în considerare a interacţiunii dintre infrastructură şi terenul de fundare.

8.8.1.1. Fundaţii continue tip talpă de beton armat.

Secţiunea transversală a fundației sub pereţii de beton armat se alcătuieşte conform Fig. 8.43., Fig. 8.44. și Fig. 8.45.

Condiţiile minime privind secţiunea de beton a fundaţiei sunt următoarele:

- Raportul H/B are valorile minime date în Tabelul 3.2,
- H are valoarea minimă 300mm,
- H' are valoarea minimă 250mm,
- Valorile H şi H' se stabilesc astfel încât să fie asigurată lungimea de ancoraj a armăturilor transversale de pe talpa fundaţiei ($l_a \geq 15Ø$),
- Clasa minimă de beton este C8/10.

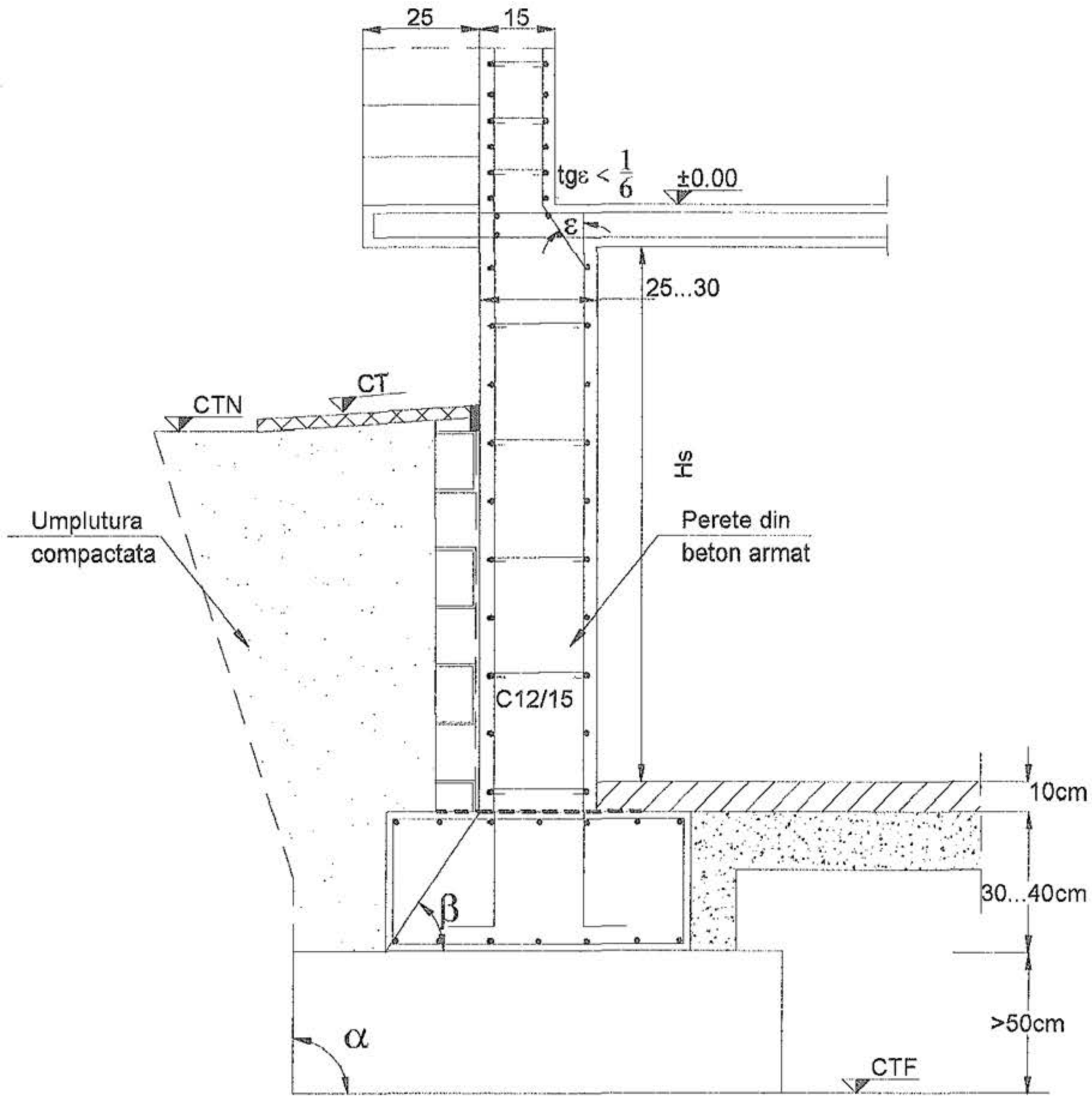


Fig. 8.43. Fundație continuă sub perete exterior de beton armat

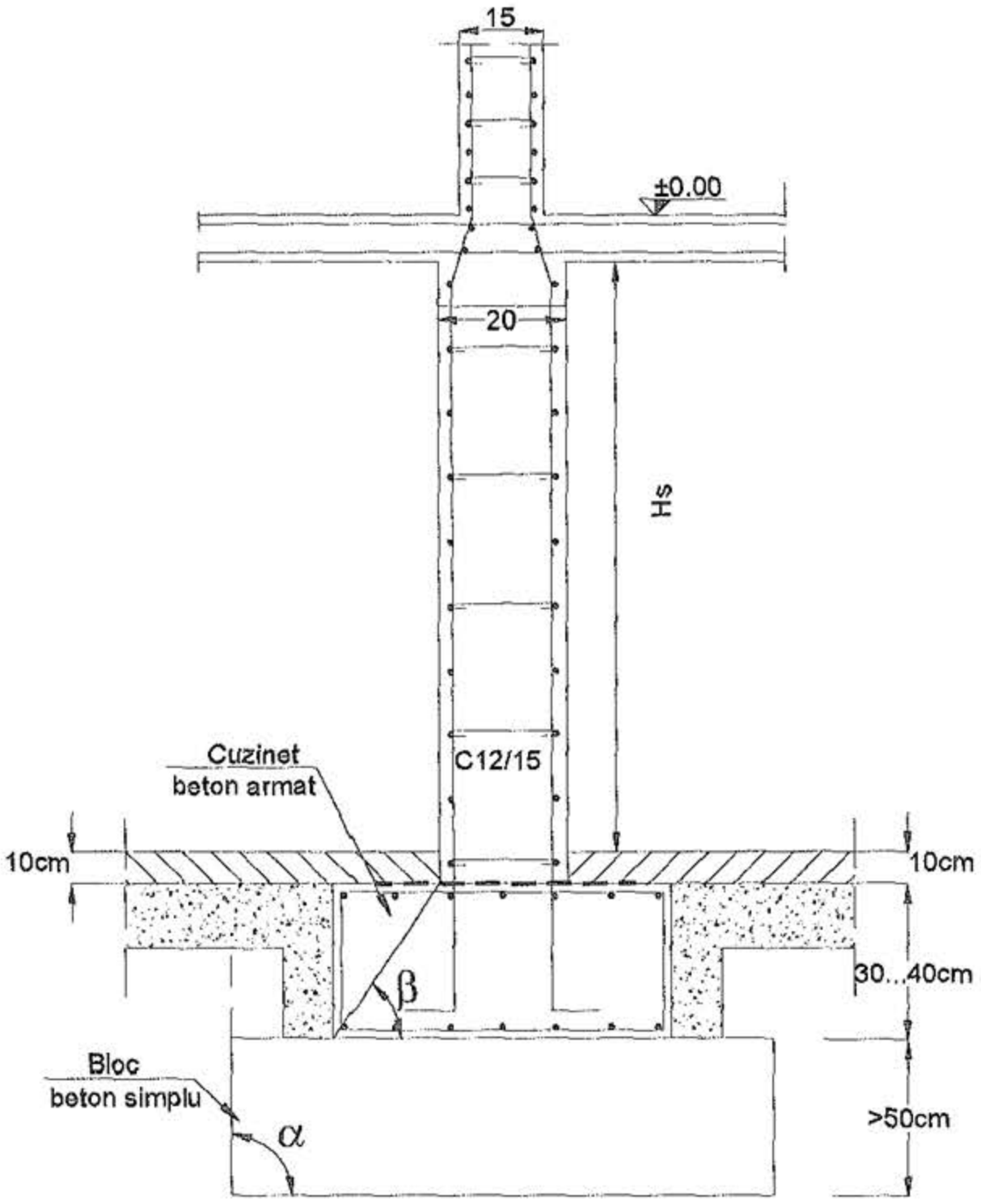


Fig. 8.44. Perete de subsol şi fundaţie din beton armat pentru perete structural interior

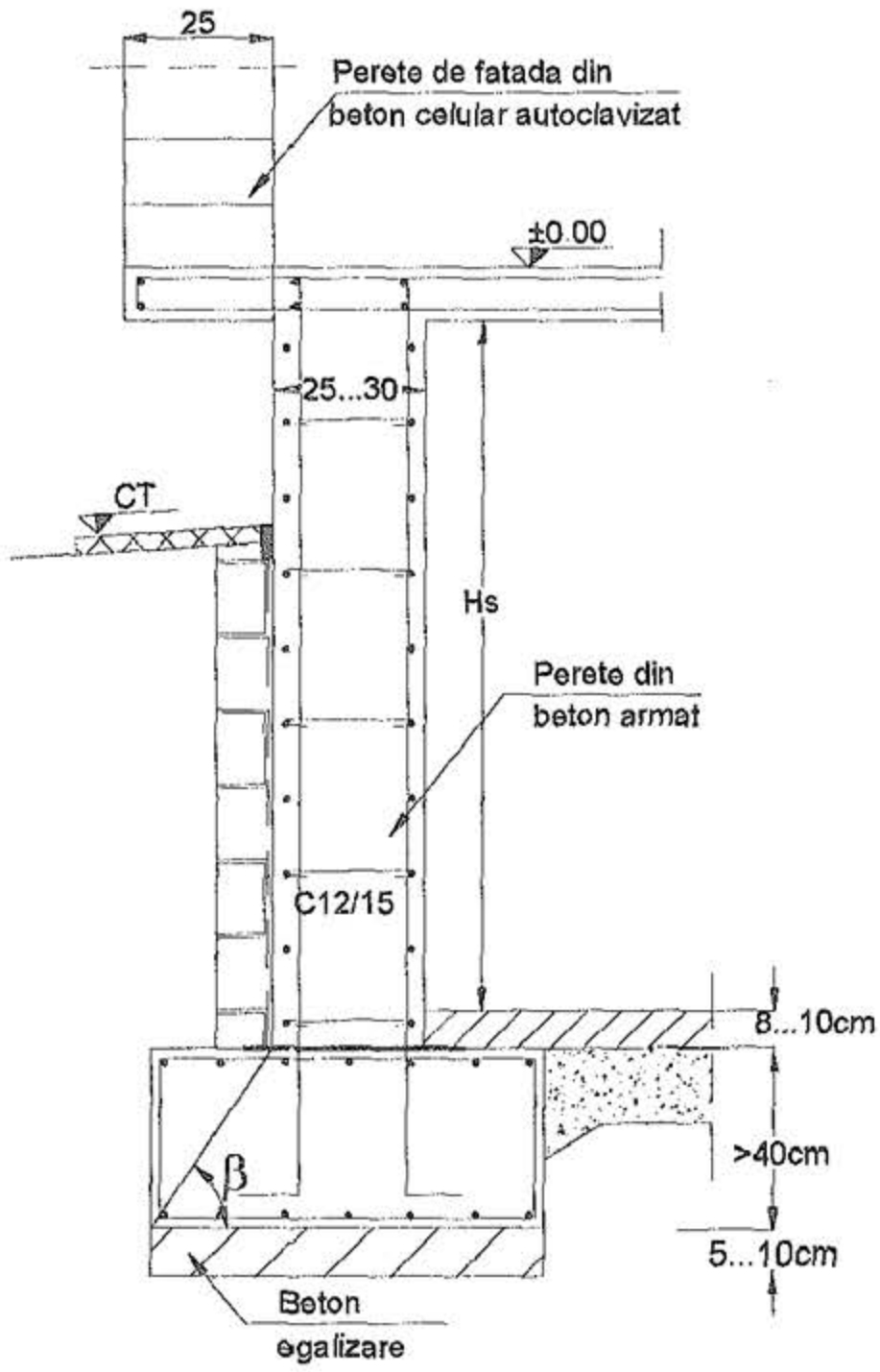


Fig. 8.45. Perete de subsol şi grinda de fundaţie din beton armat sub perete exterior de faţadă

Armarea fundaţiei pereţilor de beton armat se realizează, ca în Fig. 8.46

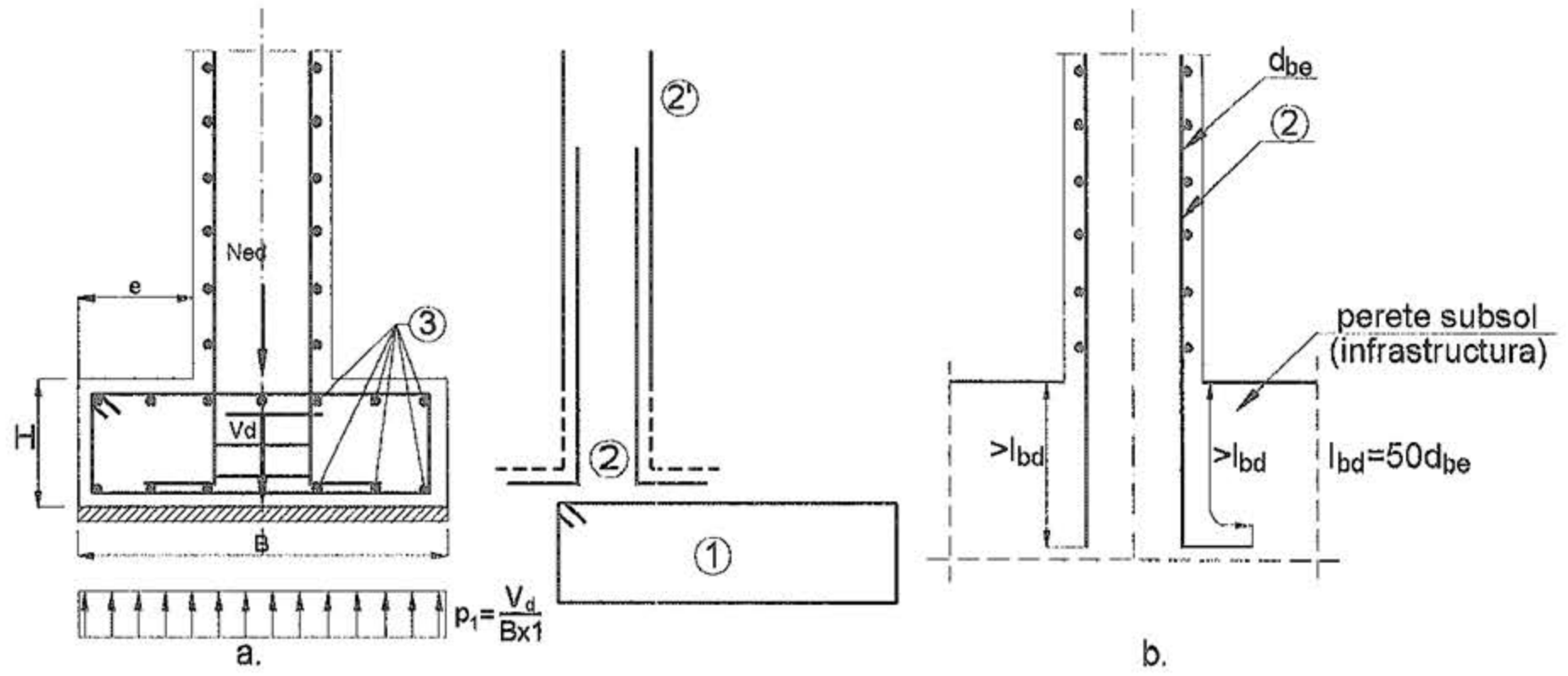


Fig. 8.46. Armarea fundației de beton armat

– Armătura transversală (1) rezultă din verificarea consolei tălpii la momentul încovoietor în secţiunea de la marginea pereţilor. Dacă peretele este excentric față de talpa fundaţiei, armătura (1) poate rezulta şi din verificarea fundaţiei la momentele de torsiune. Diametrul minim al armăturilor este de 10 mm. Distanţa maximă dintre armături este de 250mm; distanţa minimă este de 100 mm.

– Armătura de conectare cu peretele suprastructurii (2) poate rezulta în funcţie de următoarele condiţii, Fig. 8.46.b.:

– Verificarea la lunecare în rosturile de turnare ale betonului,

– Verificarea la forţă tăietoare a peretelui substructurii,

– Verificarea la moment încovoietor şi forţa axială a peretelui substructurii. Armătura rezultată din această condiţie nu poate depăşi aria corespunzătoare greutăţii fundaţiei,

– Verificarea secţiunii de la baza peretelui la moment încovoietor determinat de presiunea pământului pe planul peretelui. În calcul se poate considera şi efectul favorabil al forţei axiale din perete.

Diametrul minim al armăturii este 10mm, iar coeficientul minim de armare se adoptă conform Tabelului 3.5. Distanţa maximă dintre armături este 250mm, iar distanţa minimă de 100mm.

– Armătura longitudinală (3) rezultă din verificarea secţiunii verticale a peretelui la încovoiere, conform schemei de solicitare din Fig. 8.46. Armătura minimă (3) trebuie să corespundă armăturii de repartiţie corespunzătoare mărcii (1).

Pentru pereți exteriori calculul armăturii din perete se va face după schema din Fig. 8.47.

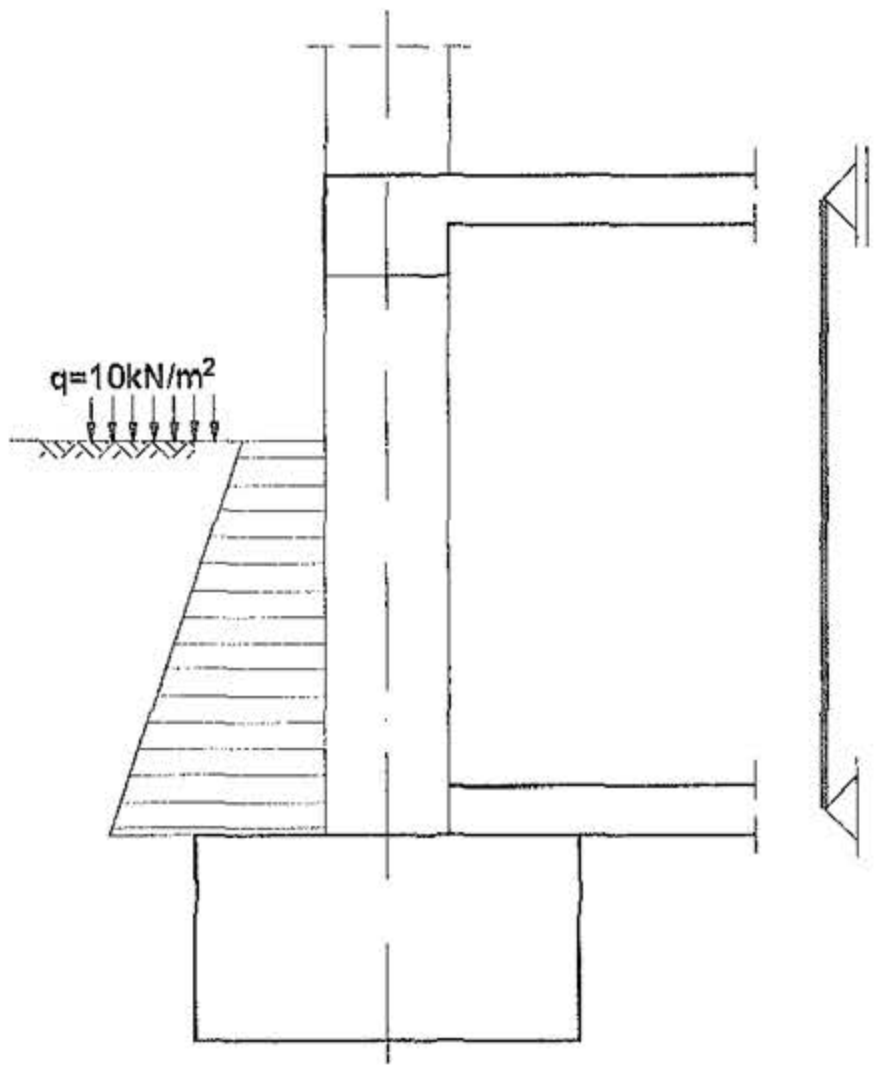


Fig. 8.47. Schema de calcul a pereților de subsol

8.8.1.2. Fundaţii continue cu bloc de beton simplu şi cuzinet

Secţiunea transversală a fundaţiei sub pereţii de beton armat se poate alcătui ca în Fig. 8.48.

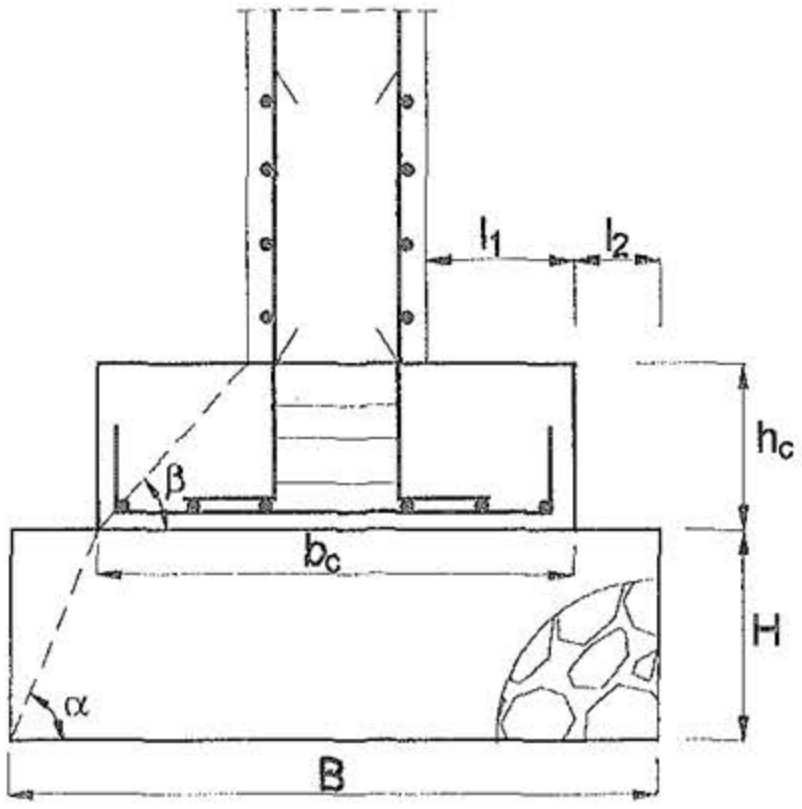


Fig. 8.48. Fundaţie tip bloc şi cuzinet sub perete de beton armat

Condiţiile minimale privind secţiunea de beton a fundaţiei și armarea cuzinetului sunt cele date în Capitolul 3.

Fundațiile tip bloc şi cuzinet ale pereţilor nu sunt admise în cazurile în care peretele este rezemat excentric faţă de talpa blocului de beton.

8.9. Fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate.

Fundaţiile cu descărcări pe reazeme izolate transmit terenului încărcările exterioare prin blocuri de fundaţie dispuse în lungul pereţilor.

Ele sunt alcătuite din, Fig. 8.49.:

- Bloc de beton simplu,
- Grinzi de beton armat.

Acest tip de fundaţii este recomandat pentru:

- Pământuri cu contracţii şi umflări mari, la care adâncimea de fundare $D_f \geq 2m$,
- Pământuri compresibile la care talpa fundaţiei trebuie coborâtă sub 2...3m de la nivelul terenului,
- Fundări în umpluturi din zone intens mobilate cu construcţii, foarte dese, apropiate, construcţii vechi cu fundaţii de o calitate îndoielnică,
- Zone în care nivelul apelor subterane este ridicat,
- Zone în care exista apă agresivă faţă de betoane,
- În cazul pereţilor nestructurali cu încărcări foarte mici pentru o adâncime de fundare mai mare de 1,20m.

Presiunea acceptabilă a terenului de fundare trebuie să fie suficient de mare pentru a face posibilă o distanţare raţională de-a lungul zidurilor a blocurilor de fundare.

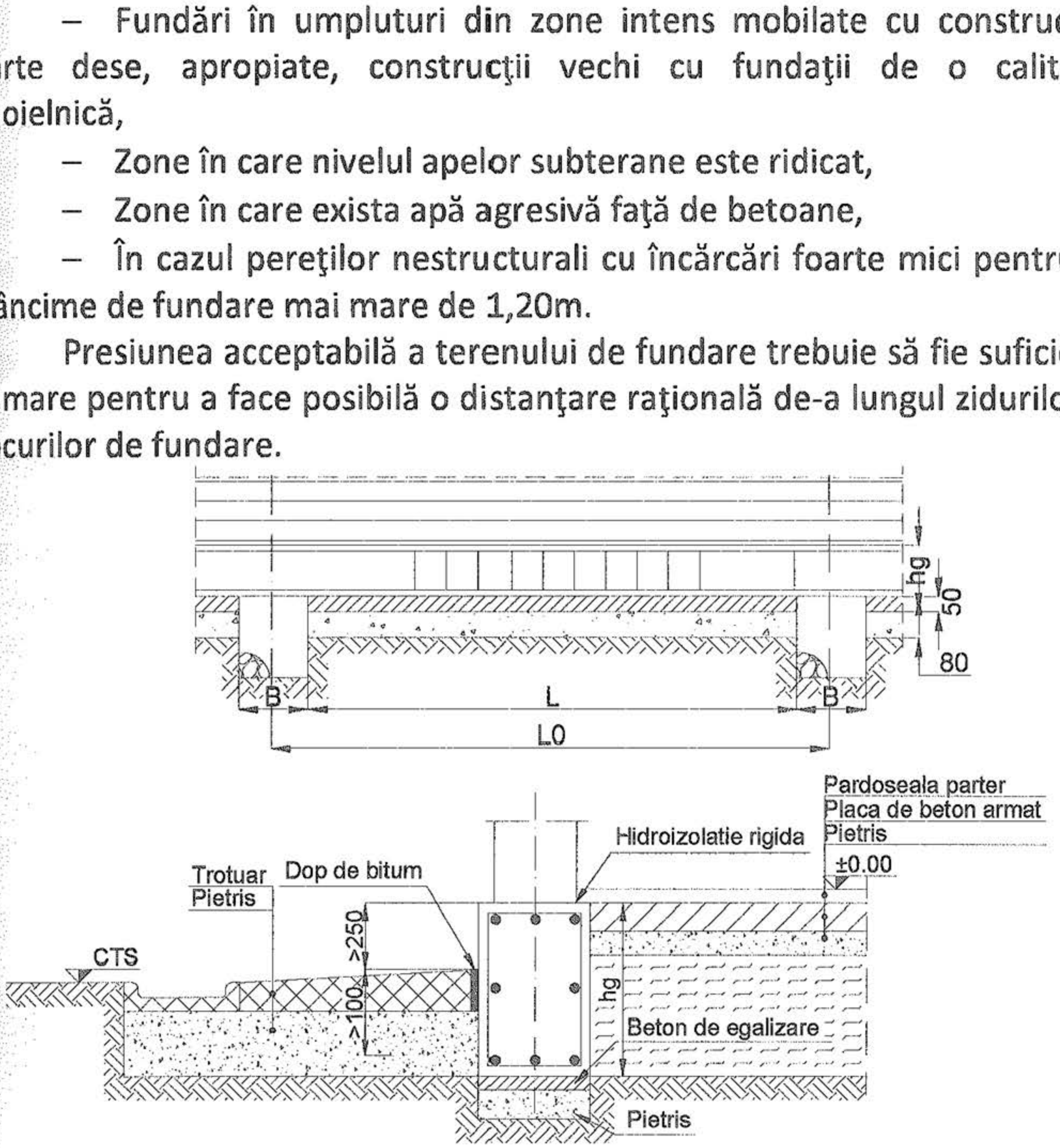


Fig. 8.49. Centură de beton armat

Acest tip de fundaţii se vor evita în zone cu seismicitate ridicată sau pentru terenuri dificile la care tasarea blocurilor izolate este mare.

Blocurile izolate se dispun obligatoriu în punctele de intersecţie ale zidurilor sau cele în care sunt concentrate încărcări importante sau în dreptul şpaleţilor de ziduri.

Blocurile izolate dispuse în lungul zidurilor au în plan o secţiune de formă dreptunghiulară. În zonele de intersecţie în "L" sau "T" a zidurilor se pot folosi diferite forme în plan, Fig. 8.50.

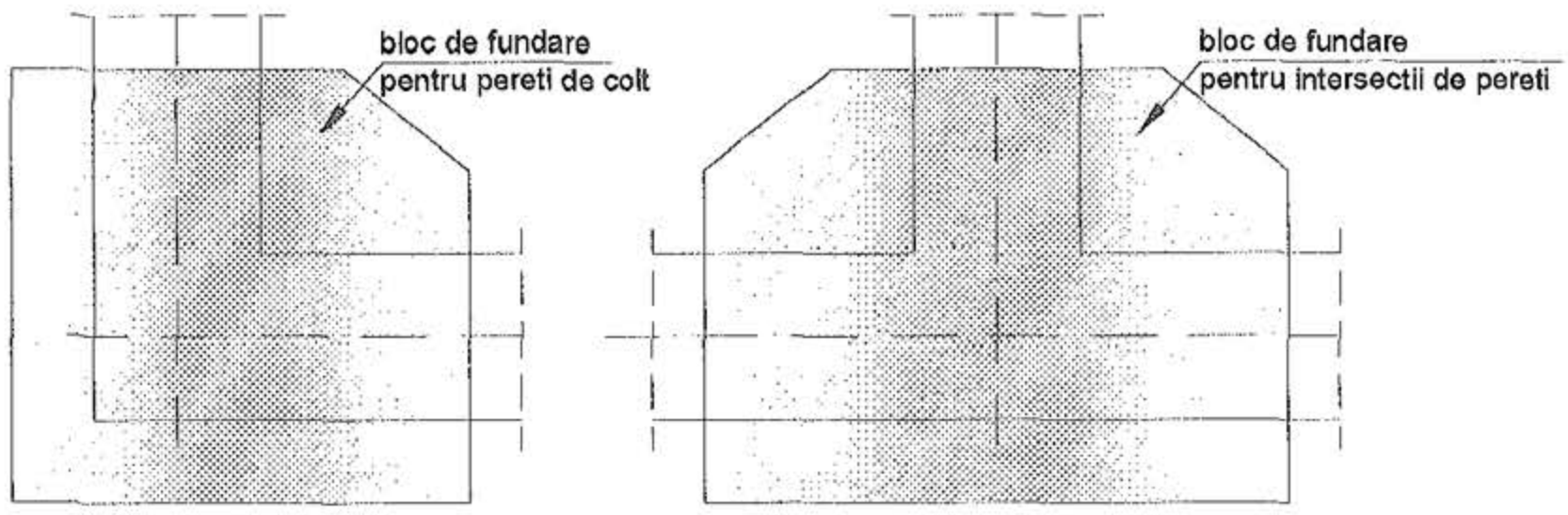


Fig. 8.50. Forma în plan a blocurilor izolate la colțuri și intersecții de pereți structurali

Poziţia în plan a blocurilor de beton se va alege astfel încât centrele de greutate ale bazelor lor să coincidă pe cât posibil cu axul peretelui. Pentru reazeme executate din zidărie de piatră sau cărămidă, la partea superioară a blocurilor se prevede un cuzinet de beton armat, Fig. 8.49.

La construcţiile fără subsol, elementele de descărcare alcătuiesc şi soclul zidului, depăşind cu minim 250mm cota trotuarului construcţiei. Faţa inferioară a elementului de descărcare se aşează la cel puţin 100mm sub nivelul trotuarului. Sub elementele de descărcare se prevede un strat de pietriş de cca. 80mm; în cazul în care sunt executate din beton armat se va turna şi un strat de beton de egalizare peste stratul de pietriş.

Grinzile se execută mai late decât zidul pe care acestea îl susţin cu cca 25mm de fiecare parte. Grinzile sunt continue, având de regulă înălţime constantă. Ele se realizează cu o înălţime: $h_g \geq \left(\frac{1}{6 \div 8}\right) L$. Pentru asigurarea confortului termic se impune ca la partea exterioară a grinzilor de fundare să se prevadă o termoizolație din polistiren extrudat care să intre în terenul de fundare cel puțin până la adâncimea de îngheț, Fig. 8.51.

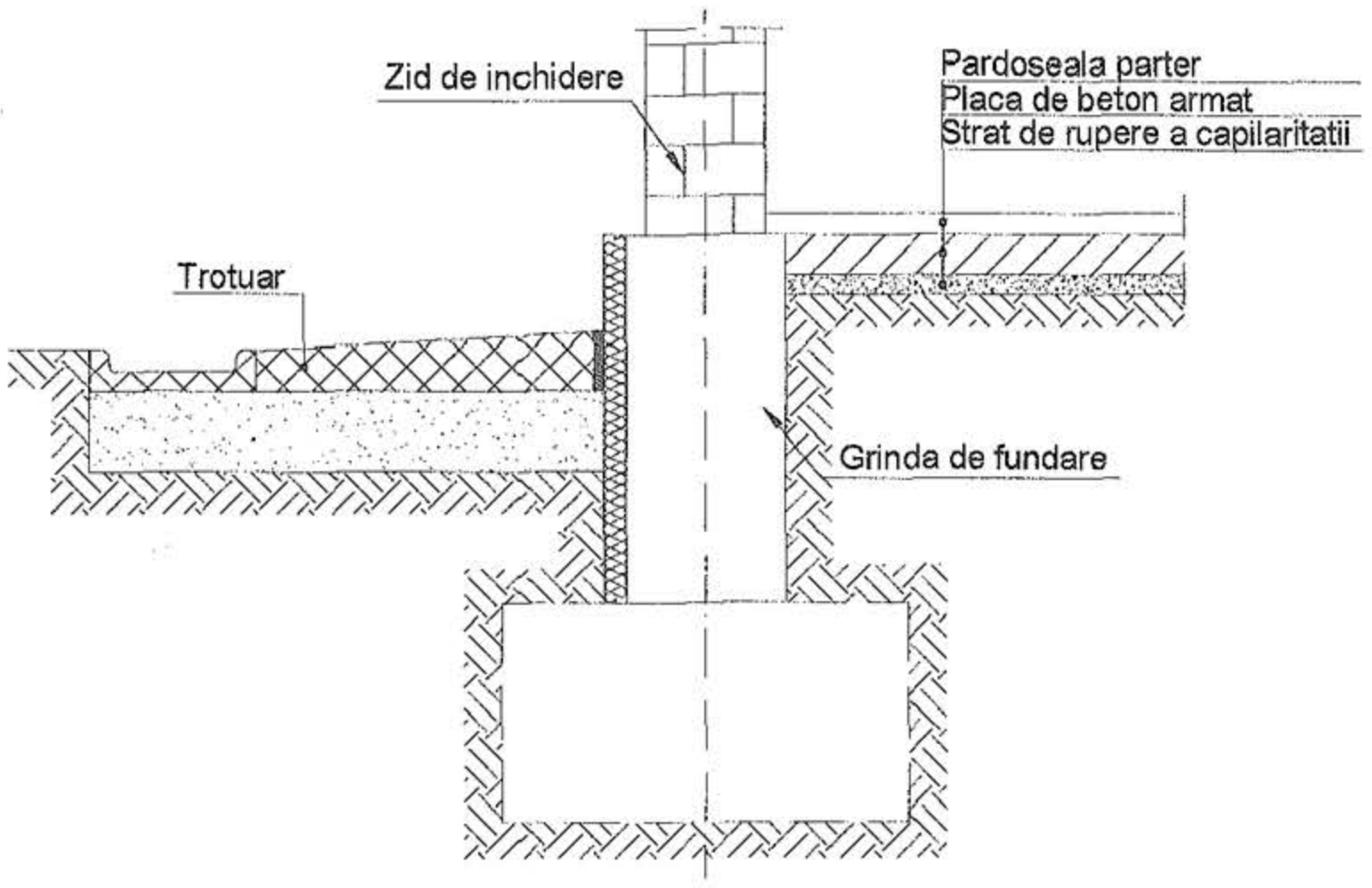


Fig. 8.51. Termoizolarea grinzii de fundare

Blocurile izolate pot fi realizate şi din chesoane prefabricate, coborâte în teren, prin săpare în interior şi umplute cu piatră spartă sau cu beton. La partea superioară se va executa un cuzinet de beton armat, iar la partea inferioară se va lărgi baza chesonului, Fig. 8.52.

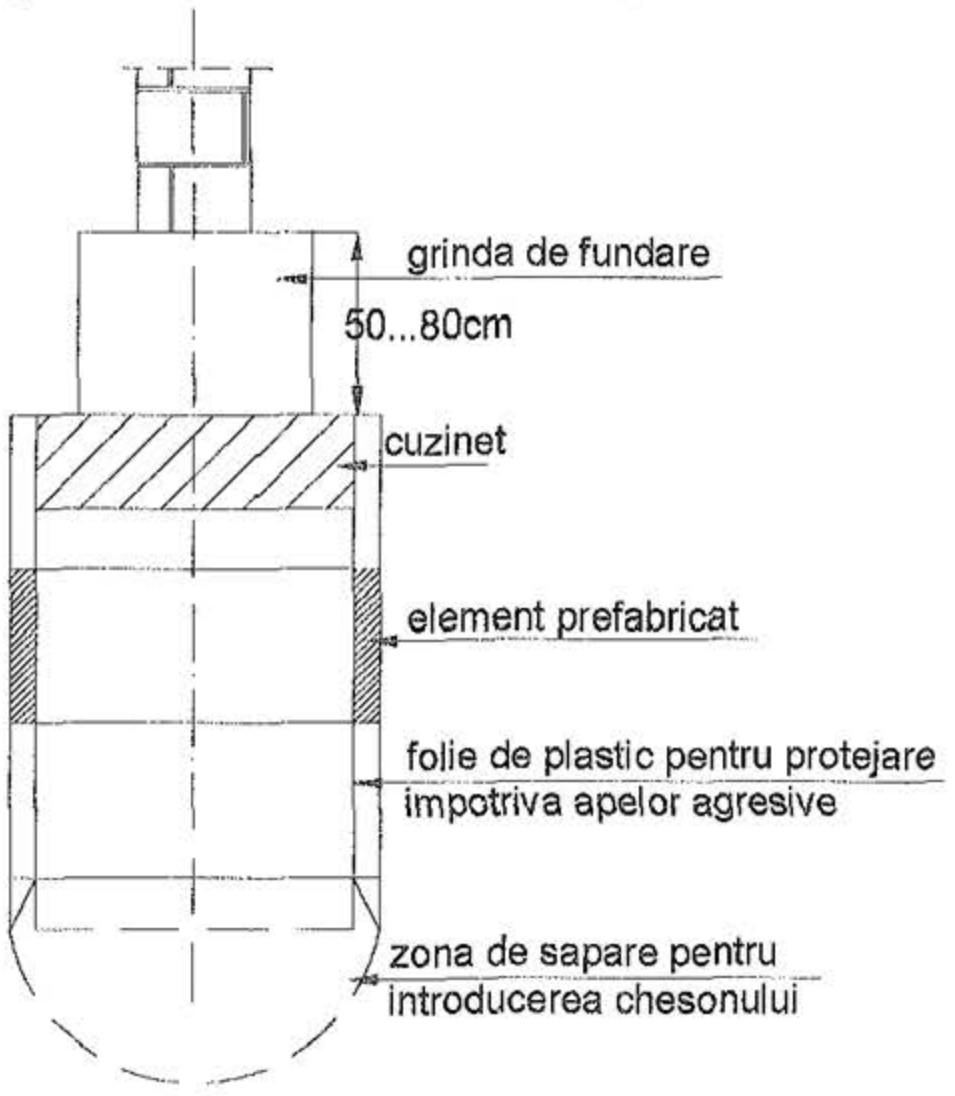


Fig. 8.52. Blocuri izolate executate cu chesoane prefabricate

Soluția poate fi folosită și în cazul în care se impune executarea unor fundații la cote diferite (gropi de împrumut, gropi de umplutură etc.), Fig. 8.53.

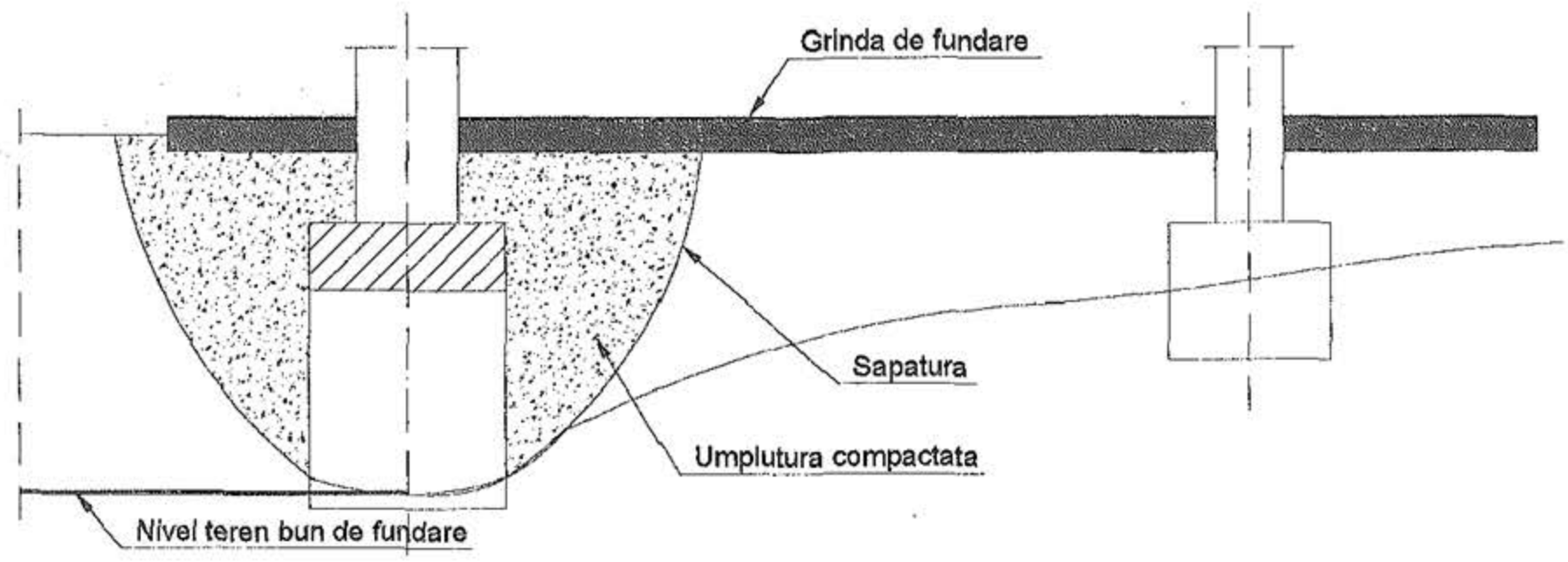


Fig. 8.53. Fundaţii cu talpa denivelată

Fundaţiile pe reazeme izolate sunt eficiente când avem prezente ape agresive sau când fundaţiile învecinate sunt din piatră nelegată, cazuri în care se realizează coborâre de cheson prefabricat, care ulterior se va umple cu beton, Fig. 8.54.

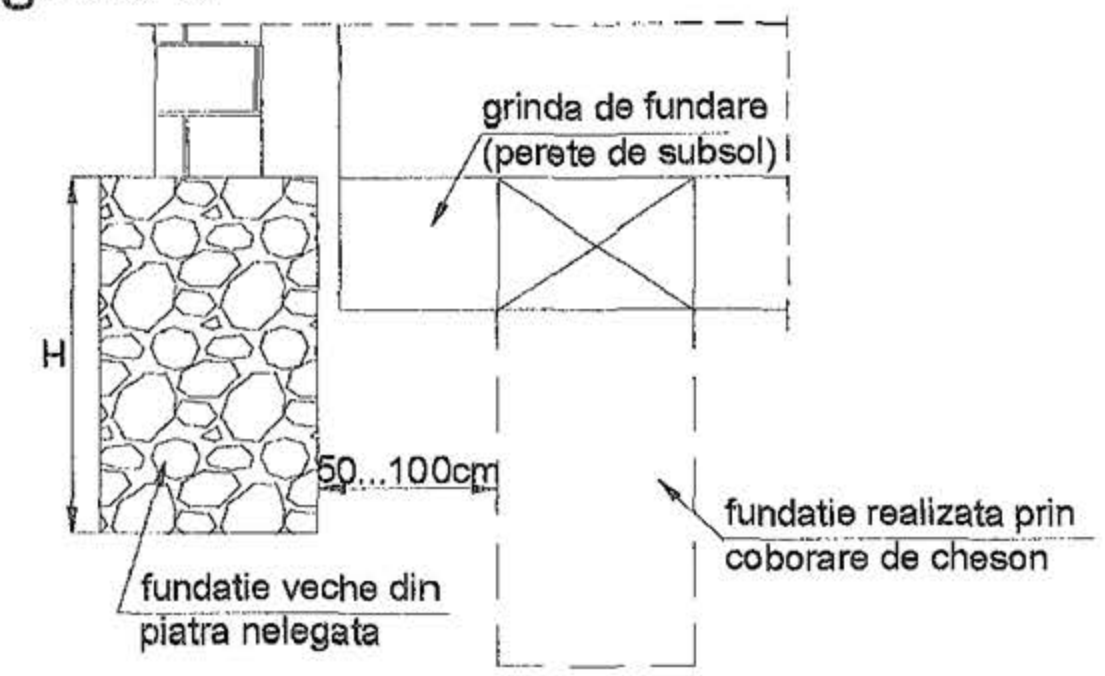


Fig. 8.54. Fundaţii pe reazeme izolate în vecinătatea fundaţiilor existente

Schema de calcul a sistemelor de fundare pe blocuri izolate este dată în Fig. 8.55.

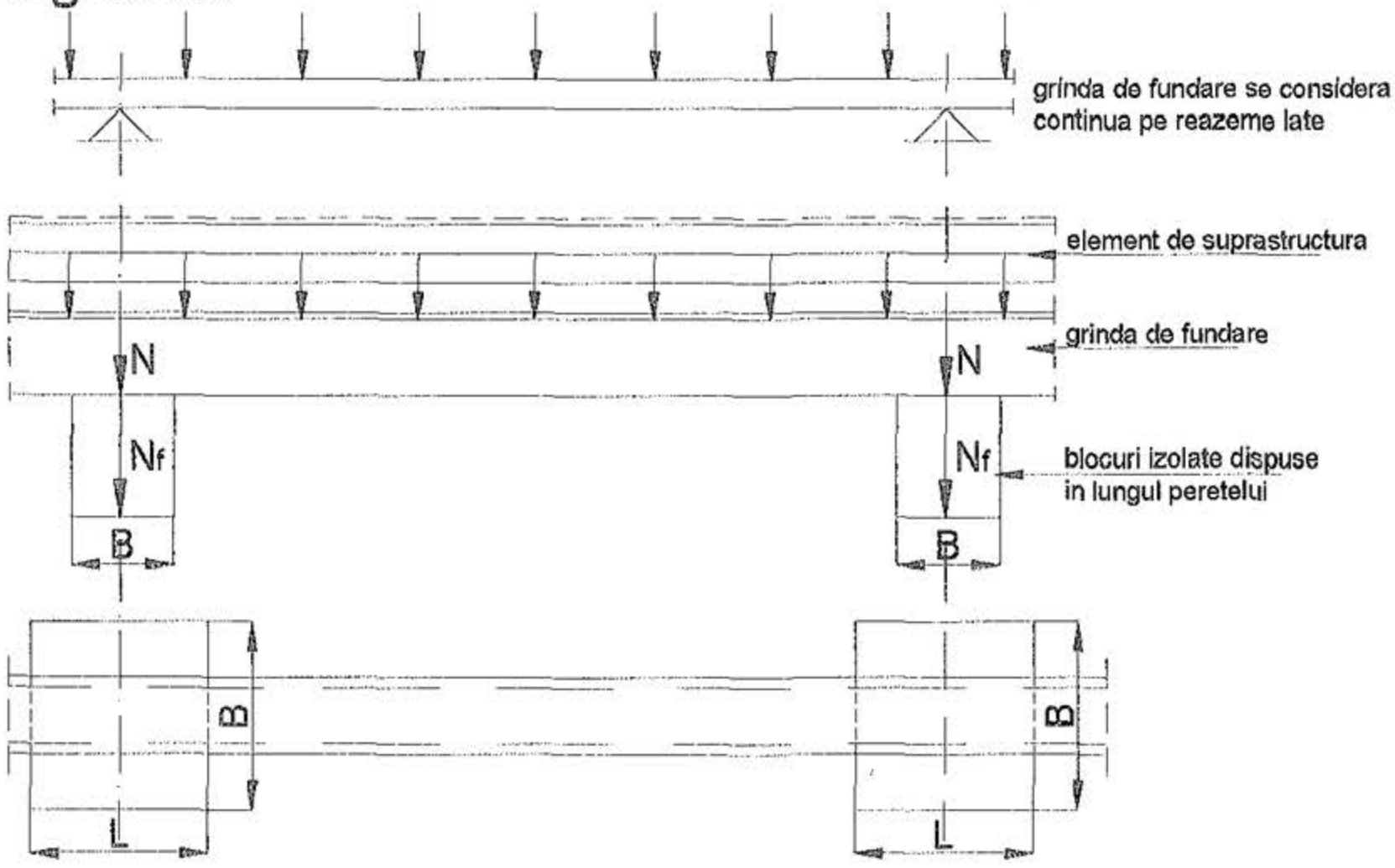


Fig. 8.55. Schema de calcul a sistemelor de fundare pe blocuri izolate

8.10. Infrastructuri pentru sisteme cu pereți structurali

8.10.1. Generalități

Substructura este una din subsistemele construcţiei care cuprinde elemente de construcţie situate între suprastructură şi fundaţie. Este formată din structura subsolului / subsolurilor, placa planșeului peste subsol şi pereţii subsolului. Împreună cu fundaţiile construcției ea formează infrastructura construcţiei, Fig. 8.56.

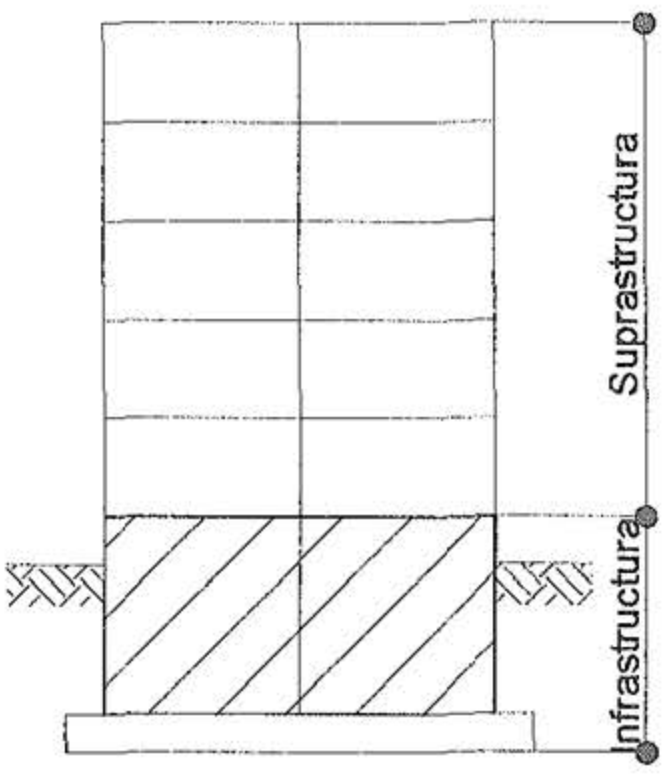


Fig. 8.56. Definirea infrastructurii

8.10.2. Clasificări ale infrastructurilor sub aspectul comportării la acţiuni seismice

a. După modul în care sunt distribuite presiunile pe tălpile fundaţiilor se identifică următoarele cazuri:

– Fundaţii în contact permanent cu terenul (în orice stadiu de solicitare posibilă se dezvoltă presiuni pe toată suprafaţa de rezemare) care prezintă numai deformaţii elastice, Fig. 8.57.a.,

– Fundaţii care în stadiile de solicitare maximă se desprind parţial de pe teren; presiunile pe teren pot depăşi sau nu limita comportării elastice,

– Fundaţii care pot dezvolta eforturi de întindere la contactul cu terenul prin intermediul piloţilor şi/sau pereților mulați, Fig.8.57.c.

b. După nivelul solicitărilor în elementele infrastructurilor

– Infrastructuri cu comportare elastică, la construcţiile prevăzute să dezvolte deformaţii plastice în cazul acţiunilor seismice exclusiv în suprastructură. În acest caz, infrastructura nu se conformează cerinţelor menite să îi asigure o comportare ductilă,

– Infrastructuri cu incursiuni în domeniul plastic de deformare. Zonele potențial plastice ale infrastructurii se proiectează astfel încât să prezinte o comportare favorabilă în domeniul post elastic (deformări limită mai mari, fără degradări de rezistenţă etc.)

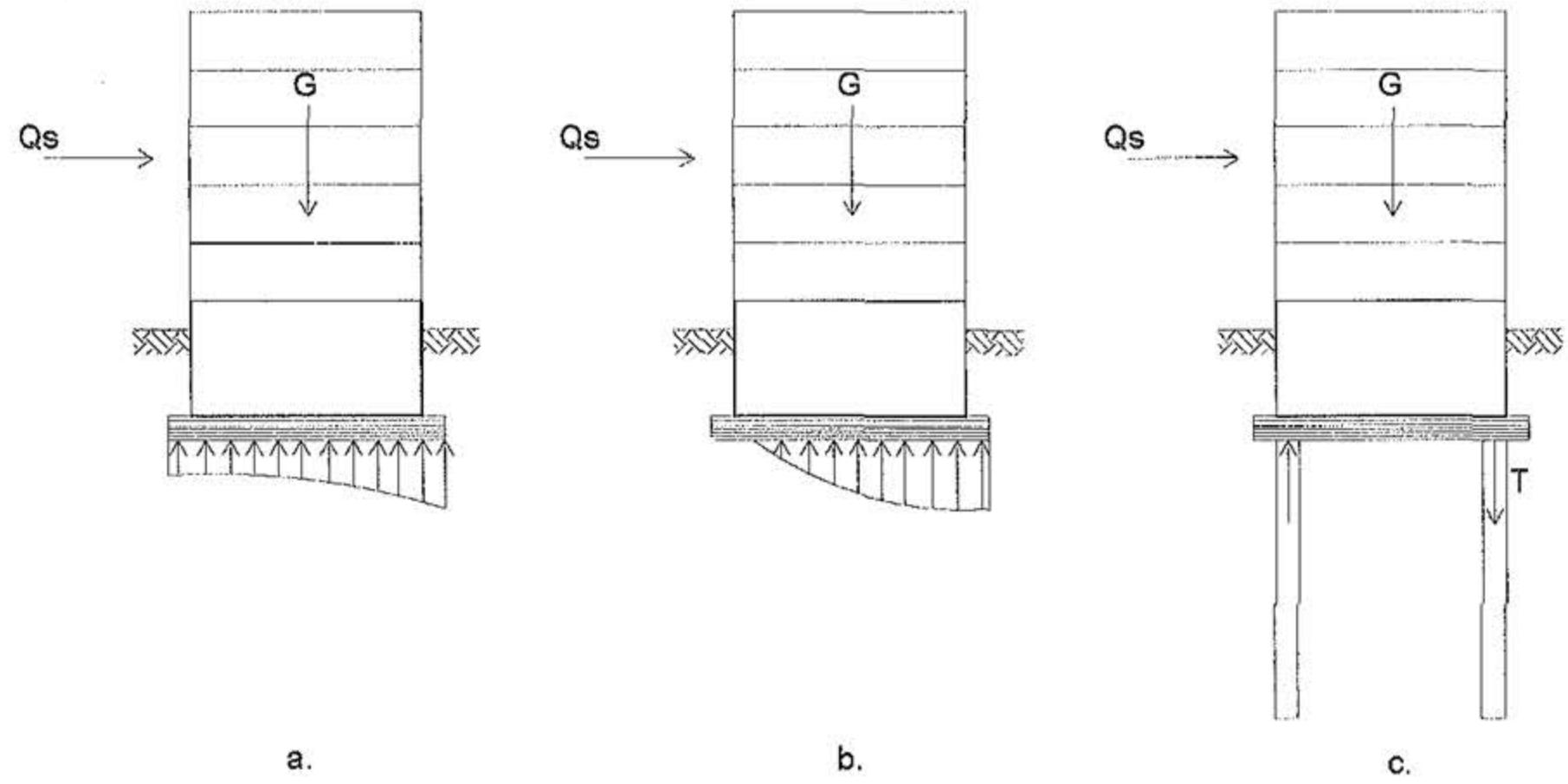


Fig. 8.57. Clasificarea infrastructurilor

8.10.3. Clasificarea infrastructurilor după modul de solicitare a terenului de fundare

În grupările fundamentale de încărcări se recomandă ca întreaga suprafaţă în plan a tălpii fundaţiilor să fie activă (în contact cu terenul de fundare, presiunile pe teren să fie cât mai uniform distribuite: se admite ca raportul presiunilor exterioare să nu depăşească 1,5).

În cazul acţiunii unor solicitări orizontale mari (acţiuni seismice) distribuţia presiunilor pe terenul de fundare poate fi:

– presiuni pe toată suprafaţa tălpii fundaţiei (fără desprinderea tălpii de pe teren), Fig. 8.58.a;

– încărcarea fundaţiei pe o suprafaţă limitată a tălpii (fundaţia se desprinde parţial de pe teren), Fig. 8.58.b.

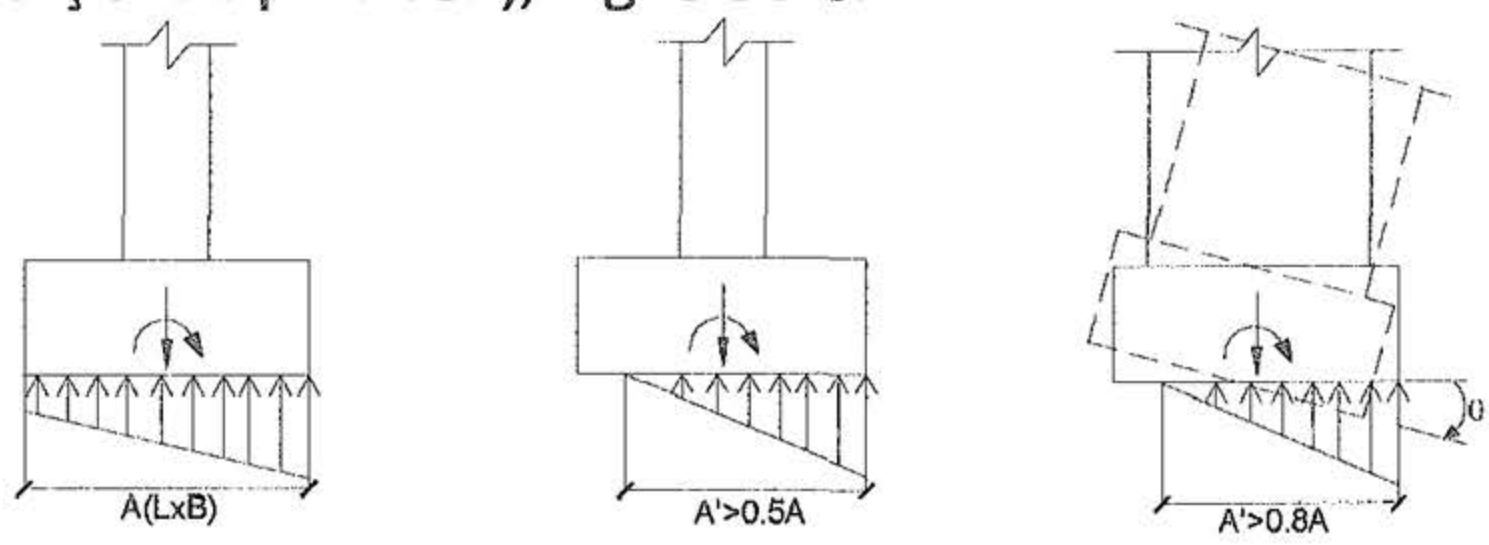


Fig. 8.58. Distribuția presiunilor pe talpa fundaţiilor

La construcţii rezemate pe fundaţii izolate (structuri în cadre etc.) se recomandă ca pentru fiecare fundaţie aria activă minimă să fie 0,5 din aria totală a tălpii fundaţiei, Fig. 8.58.b.

La construcţii cu subsol rigid, turnuri, castele de apă, silozuri, aria activă (A_a) minimă este 0,8 din suprafaţa fundaţiei, Fig.8.58.c. De asemenea rotirea ansamblului construcţiei pe teren(grupări speciale) se va limita la 0,005radiani. Rotirea fundaţiei pe teren se determină considerând caracteristicile terenului de fundare corespunzătoare acţiunilor dinamice (E_{din}, K_{din}).

8.10.4. Tipuri de infrastructuri

La alegerea sistemului de infrastructură este importantă şi alegerea corectă a aranjării pereţilor structurali. În general, se urmăreşte ca prin alegerea modului de aranjare a pereţilor să se realizeze o solicitare cât mai uniformă atât a elementelor infrastructurii, cât şi a terenului de fundare Fig.8.59.

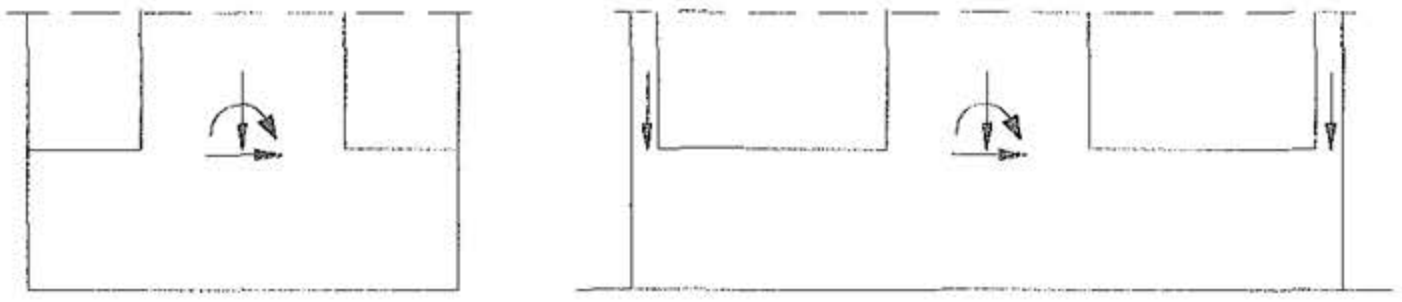


Fig. 8.59. Soluții de amplasare a pereților structurali

a. Fundații izolate pentru pereţi individuali sau grupuri de pereţi, Fig. 8.60.

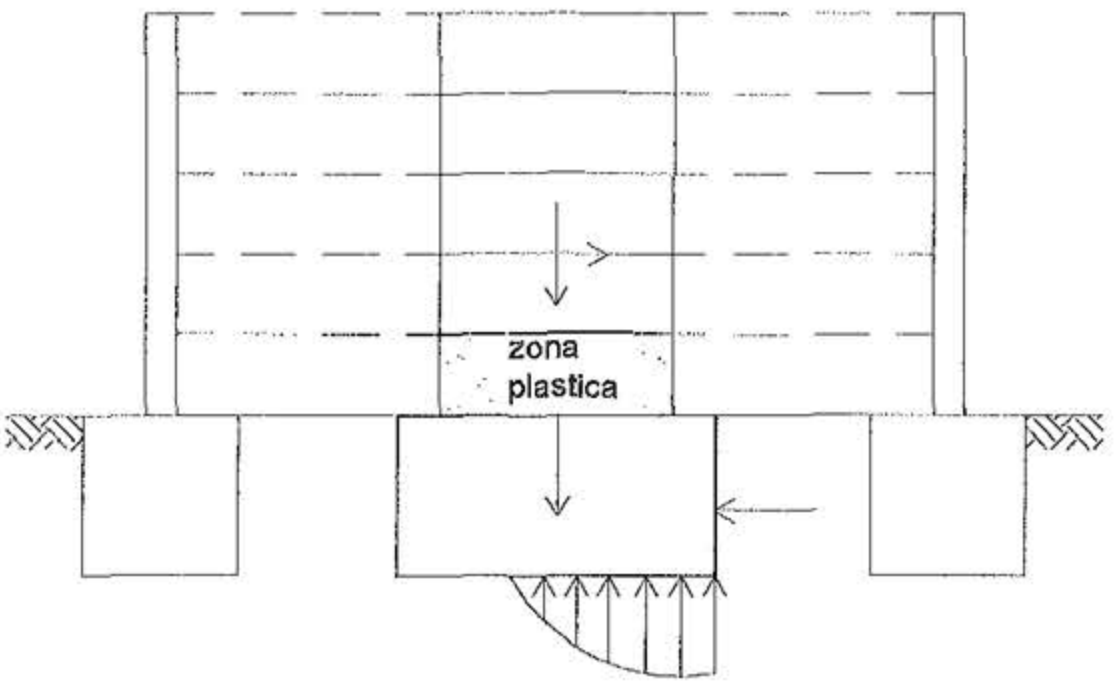


Fig. 8.60. Fundaţii pentru pereţi individuali

Pentru clădiri în care sunt prevăzuţi pereţi individuali sau nuclee de pereţi cu o comportare specifică de console verticale, se poate adopta un

sistem de fundare similar celui utilizat pentru fundarea stâlpilor în cadre. Fundaţia va putea îngloba pereții de subsol, când aceștia există.

b. Infrastructuri cu sisteme de fundare de adâncime, Fig. 8.61.

În aceste situaţii descărcarea solicitărilor transmise de suprastructură se va face prin solicitări de întindere sau compresiune preluate de piloţi sau barete, Fig. 8.61.a. În aceste situaţii se pot alege soluţii cu piloţi verticali dimensionaţi şi la forțe tăietoare, piloţi înclinaţi şi verticali (capabili să preia prin compresiune axială forţele verticale), pereţi mulați, Fig. 8.61.b

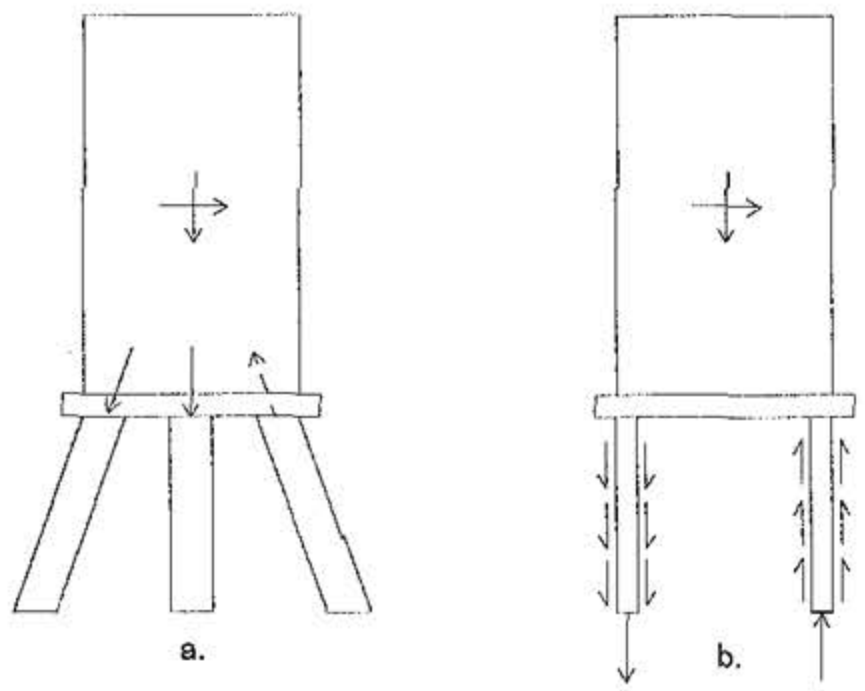


Fig. 8.61. Sisteme de fundaţii de adâncime

c. Fundaţii (infrastructuri) comune pentru mai mulţi pereţi structurali, Fig.8.62.

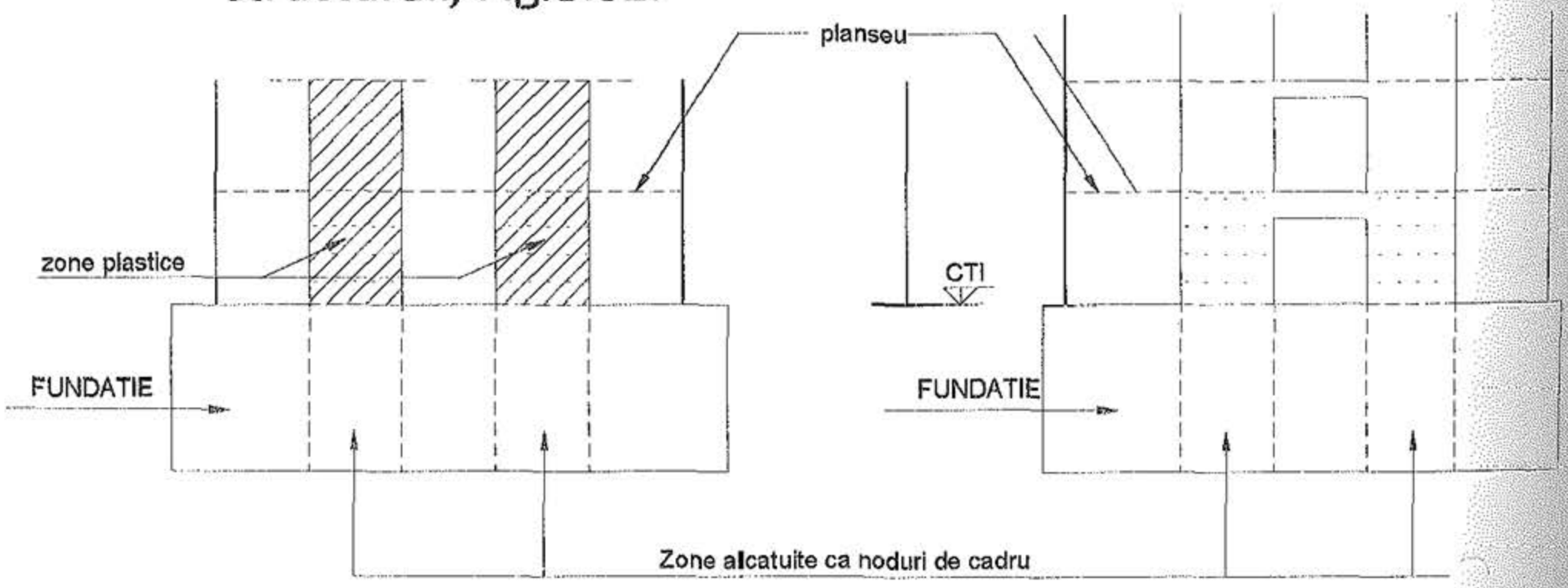


Fig. 8.62. Fundaţii comune pentru pereţi structurali

În Fig. 8.62.a. se prezintă cazul unor pereţi structurali legaţi printr-o fundaţie comună (fundaţie continuă elastică/rigidă), iar în Figura 8.62.b. cazul unor pereţi cuplaţi.

Porţiunile din perete situate sub cota teoretică de încastrare (CTI) sunt solicitate de eforturi de natura celor ce apar în nodurile structurilor în cadre şi vor fi dimensionate în consecinţă.

Este important ca la asemenea structuri să se adopte măsuri care să evite apariţia deformaţiilor plastice în grinda de legătură a bazei pereţilor sau, ele vor fi proiectate ca disipatoare de energie cu măsurile de ductilizare asociate, Fig. 8.63.

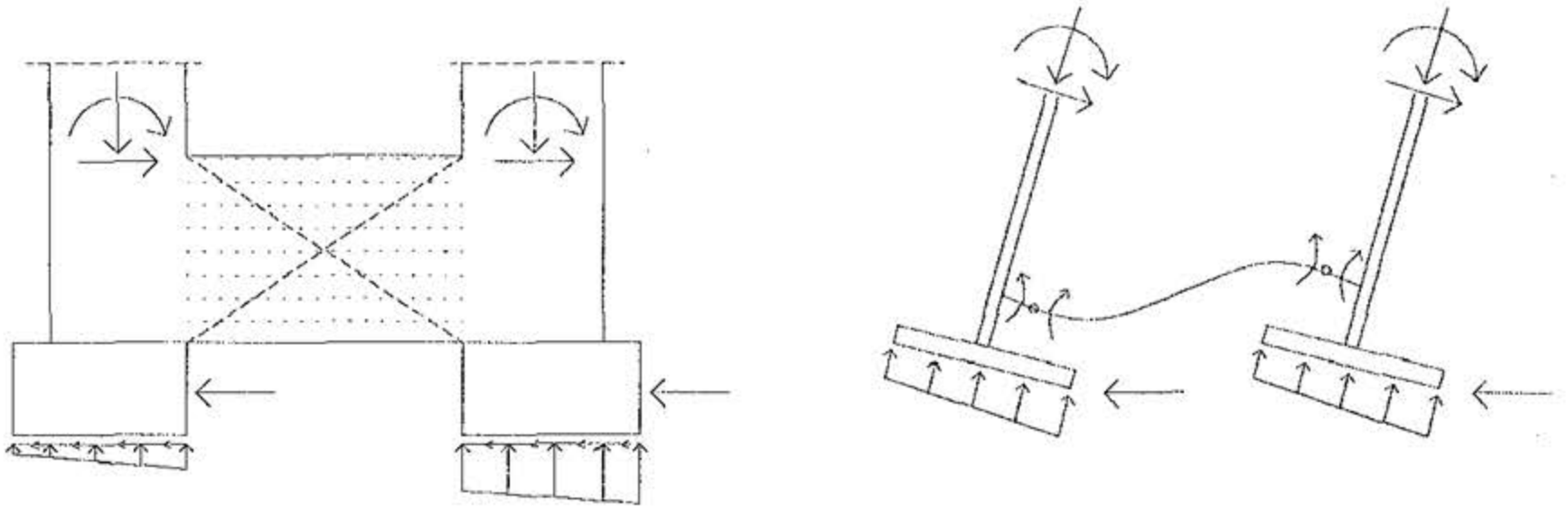


Fig. 8.63. Schema de comportare a grinzilor de legătură

d. Infrastructuri care realizează un efect de încastrare (efect de menghină) al pereţilor prin intermediul planşeului peste subsol, Fig. 8.64.

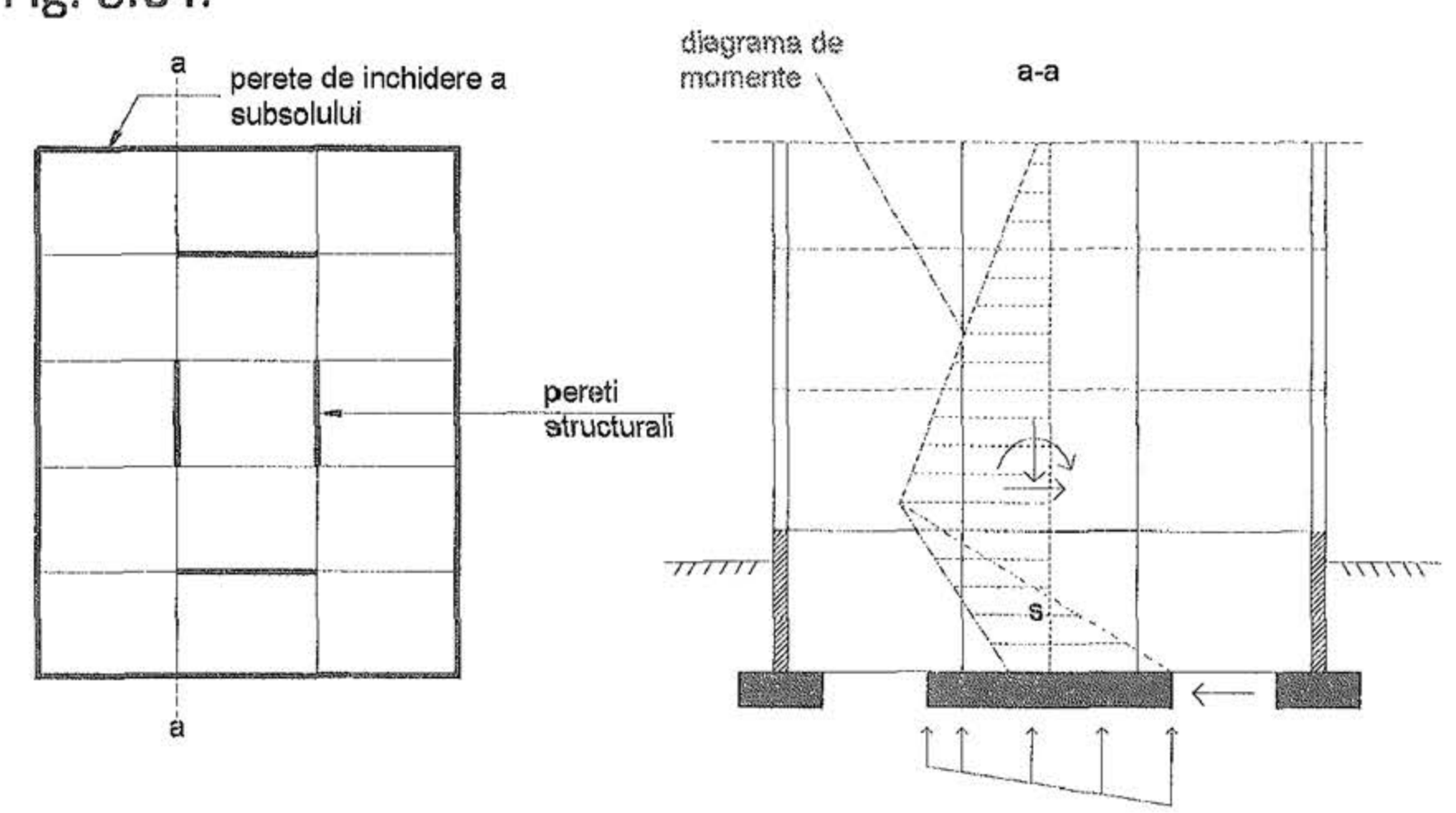


Fig. 8.64. Infrastructuri care realizează efect de încastrare

Acest tip de infrastructuri poate fi aplicat în structurile în care funcţiunea subsolului nu permite dispunerea unor pereţi interiori, dar avem pereţi perimetrali. Mobilizarea unui asemenea mecanism este condiţionată de capacitatea planşeului de a îndeplini rolul de diafragmă de transfer a eforturilor de la baza infrastructurii la pereţii de contur. Descărcarea de momente a pereţilor pe înălţimea subsolului este însoţită

de dezvoltarea unor forţe tăietoare mari, a căror valoare depinde de rotirea bazei peretelui în teren, Fig. 8.64.b.

e. Infrastructuri alcătuite sub formă de reţele de grinzi, Fig. 8.65.

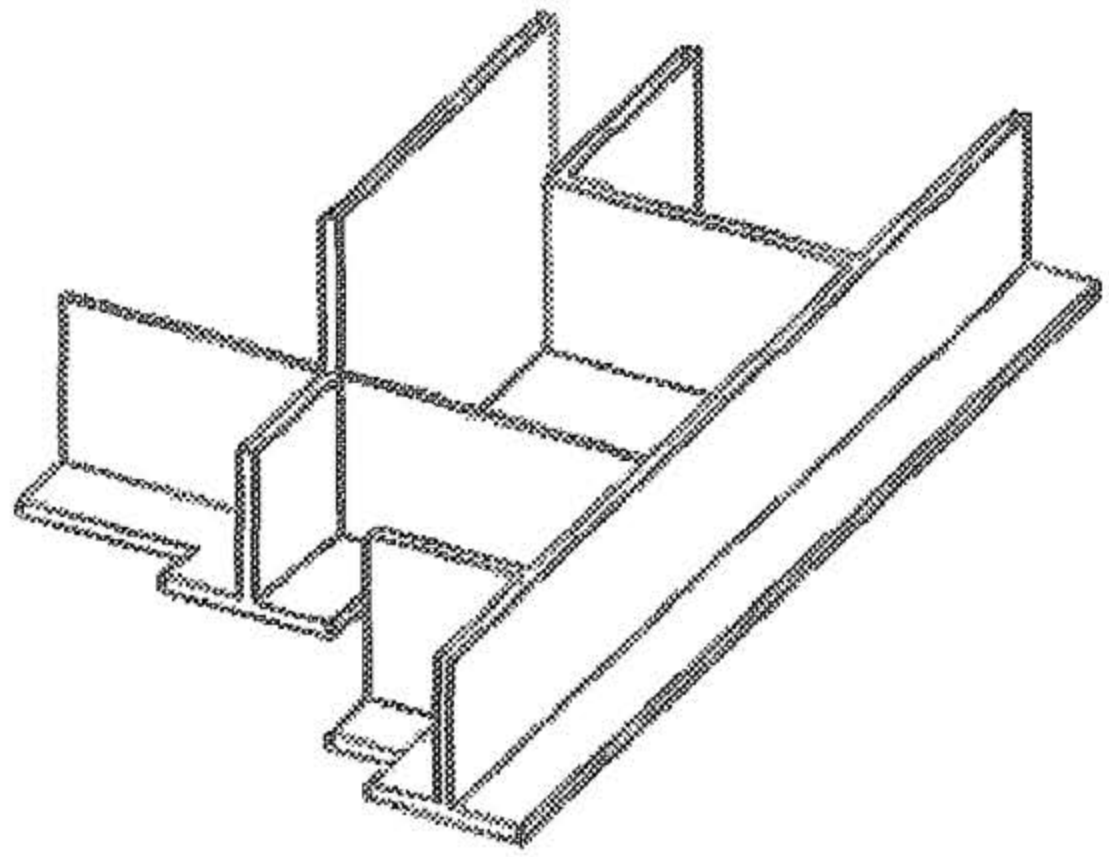


Fig. 8.65. Infrastructuri din reţele de grinzi

În cazul în care clădirea are subsol cu perete exterior şi interior, infrastructura se poate alcătui ca o reţea de grinzi de fundare constituite de pereţii subsolului şi fundaţie (tălpi de beton armat).

f. Infrastructură alcătuită ca o cutie închisă, Fig. 8.66.

În cazul structurilor cu solicitări importante (clădiri înalte cu pereţi structurali rari), infrastructura se poate realiza ca o cutie practic infinit rigidă și înzestrată cu capacitate necesară de rezistenţă, prin închiderea infrastructurii la partea superioară prin planşeul de peste subsol, iar la partea inferioară printr-un radier sau o placă de beton armat.

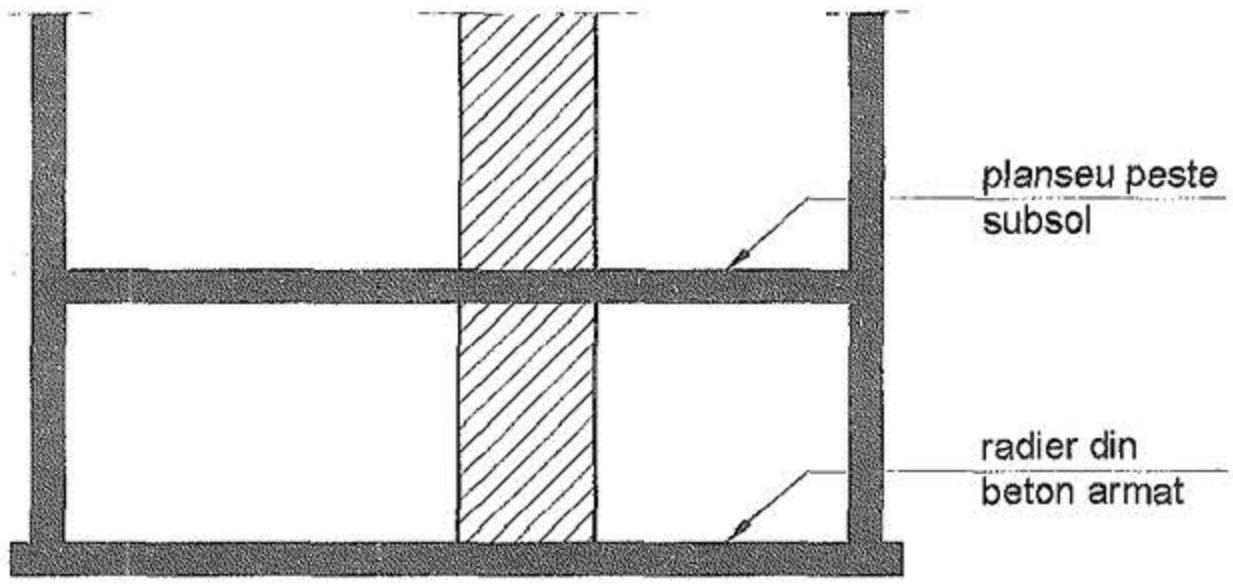


Fig. 8.66. Infrastructură alcătuită ca o cutie închisă

g. Fundaţii pentru pereţii care se pot roti liber la bază

Această soluţie este indicată în situaţiile în care nu sunt necesare armături verticale la baza peretelui pentru preluarea momentelor de răsturnare (clădiri cu pereţi deși cu puţine niveluri). În acest caz, momentul

de răsturnare este echilibrat de momentul dat de rezultanta presiunilor pe teren.

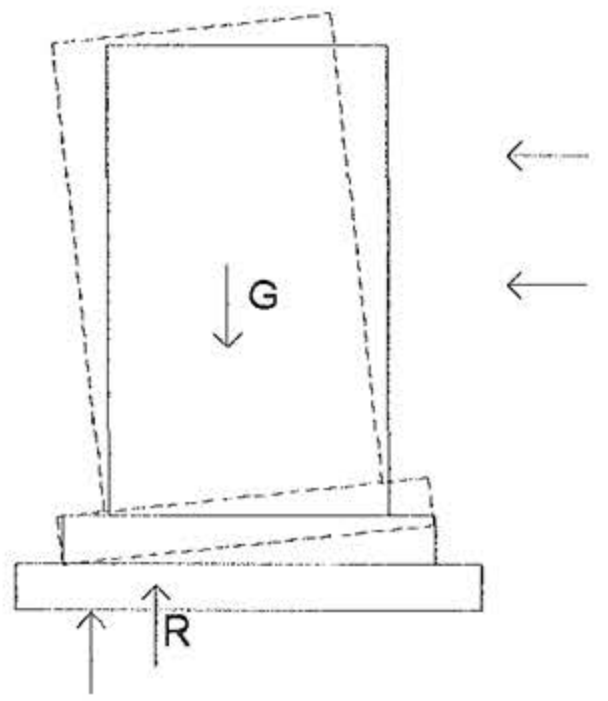


Fig. 8.67. Fundaţii pentru pereţi care se pot roti liber la bază

h. Infrastructuri pentru pereţi de capăt ai clădirii

În cazul în care avem nucleu central legat cu mai mulţi stâlpi învecinaţi, situaţi în vecinătatea unor construcţii, se pot lega fundaţiile cu o grindă înaltă care măreşte braţul interior de pârghie la baza pereţilor şi în consecinţă micşorează solicitările ce trebuie transmise terenului de fundare, Fig.8.68.

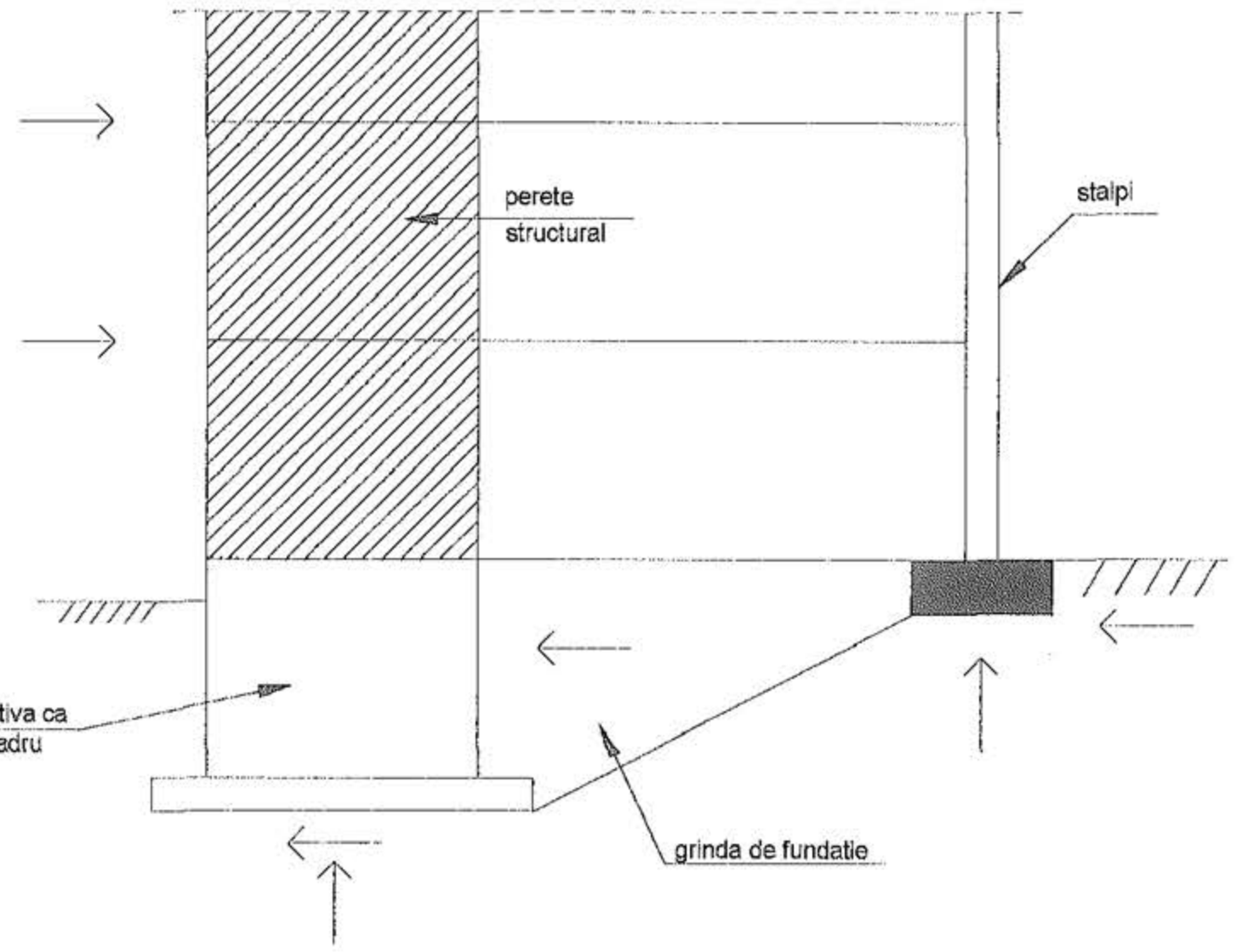


Fig. 8.68. Infrastructura pentru perete de capăt

8.10.5. Schematizarea încărcărilor pentru calculul infrastructurii

Problemele de calcul aferente infrastructurii se prezintă în normativul NP112-04. Încărcările transmise infrastructurilor se stabilesc conform prevederilor de la paragraful 1.8.

Acţiunile transmise de suprastructură la elementele infrastructurii pot fi considerate pentru calculul static astfel:

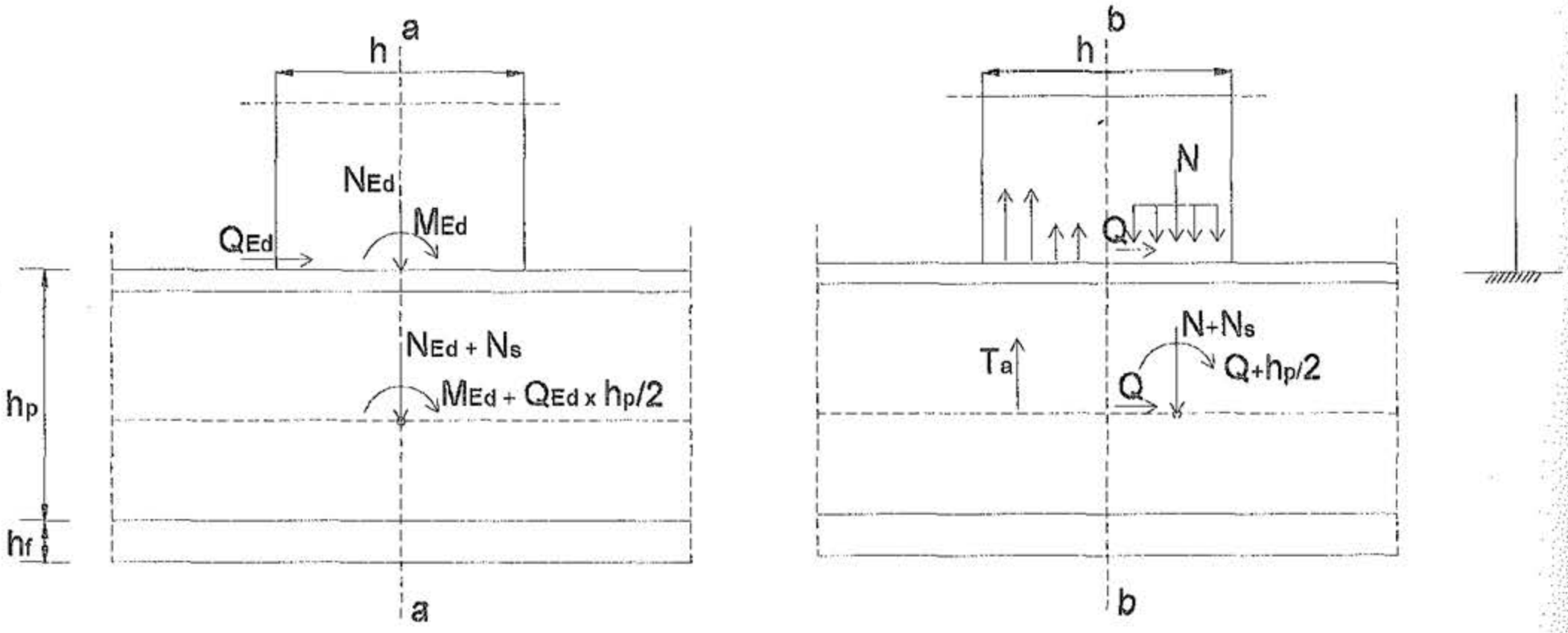


Fig. 8.69. Încărcări transmise infrastructurii

– dacă înălțimea secţiunii transversale a elementului vertical (h) respectă condiţia (8.29), eforturile transmise infrastructurii se pot considera aplicate punctual, în centrul de greutate al secţiunii elementului vertical, Fig.8.69.

$$h \le 0.5\, h_p \tag{8.29}$$

unde: hp - înălţimea secţiunii transversale a peretelui substructurii,
h - înălţimea secţiunii transversale în zona de rezemare a elementului vertical.

– dacă condiţia (8.29) nu este îndeplinită, acţiunile transmise de elementul vertical, în grupările speciale de încărcări, se vor considera ca în Fig. 8.69.b. În grupările fundamentale de încărcări se admit simplificări ale schemei de încărcare a infrastructurii.

8.10.6. Calculul eforturilor în elementele infrastructurii

Eforturile în elementele infrastructurii se determină cu precizările din capitolul precedent.

Eforturile în fazele intermediare ale execuţiei construcţiei vor fi considerate la proiectarea infrastructurilor, Fig. 8.70.

Apariția unor tasări diferenţiale este posibilă şi în cazul structurilor subterane.

Sunt recomandate următoarele modelări simplificate ale infrastructurii:

– Infrastructurile alcătuite din pereţi de beton armat, planşee şi fundaţii tip radier general se modelează în ansamblu prin metoda elementului finit (MEF). Infrastructura se caracterizează prin rigiditate şi rezistenţă mare la momente de torsiune în secţiunile verticale. Terenul de fundare se poate modela ca un mediu elastic tip Winkler (vezi Capitolul 4). Eforturile în elementele infrastructurii se determină prin integrarea eforturilor în elemente finite. Pentru calcul se folosesc programe de calcul specializate (ROBOT, SAAP etc.).

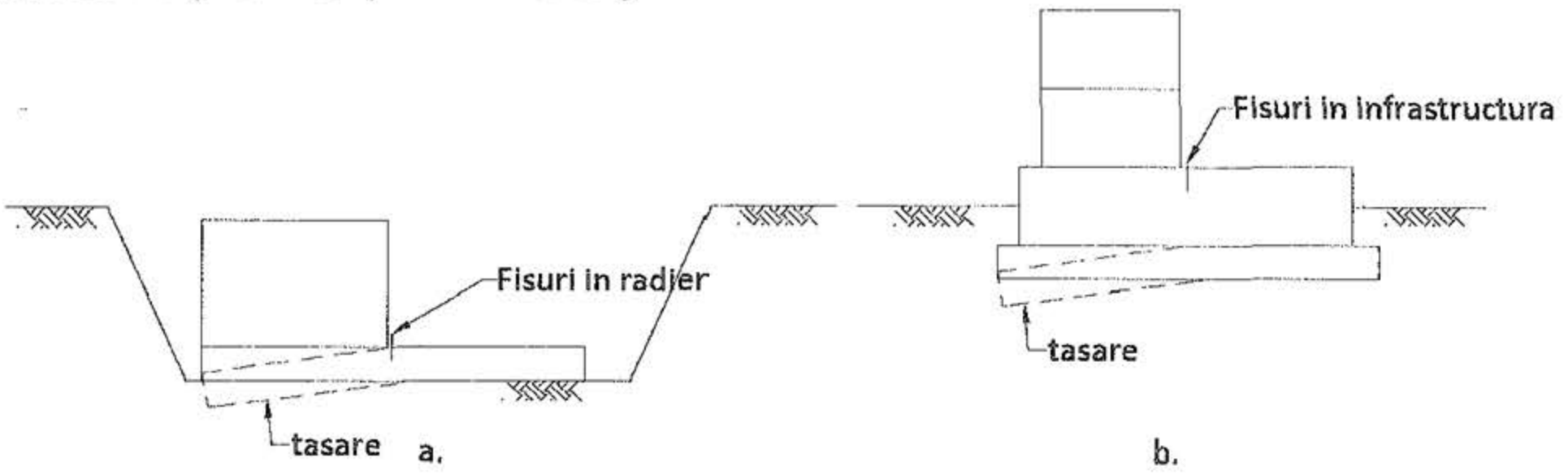


Fig. 8.70. Solicitări ale elementelor infrastructurii din tasări diferenţiale

– Infrastructurile alcătuite din pereţi de beton armat, planşeu peste subsol şi fundaţii continue sub pereți se pot modela ca un sistem de grinzi de fundare rezemate pe mediu elastic tip Winkler.

– Infrastructurile alcătuite din grinzi de fundare şi fundaţii izolate pot fi modelate în calcul ca un sistem de bare cu reazeme elastice (încastrări parţiale)

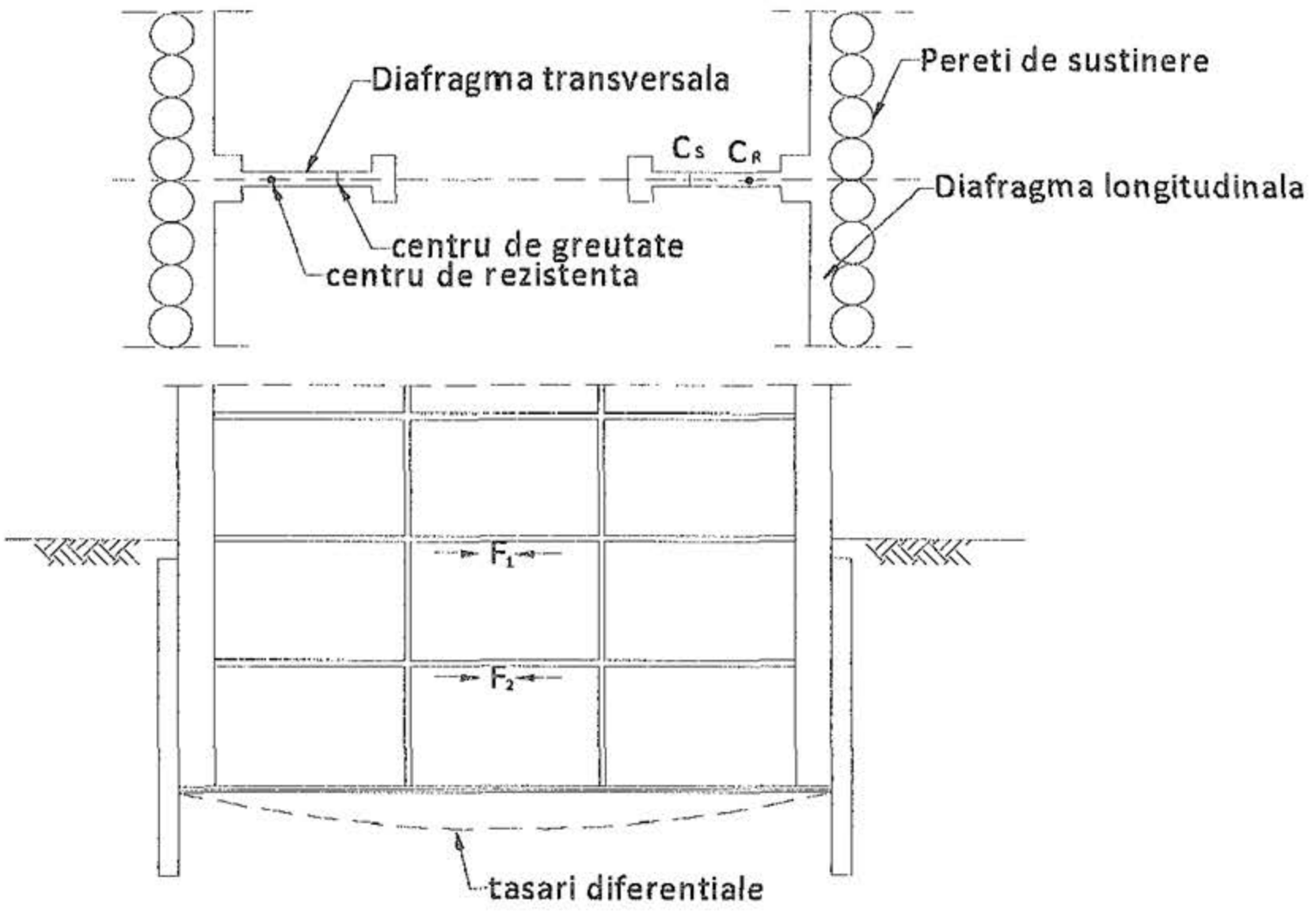
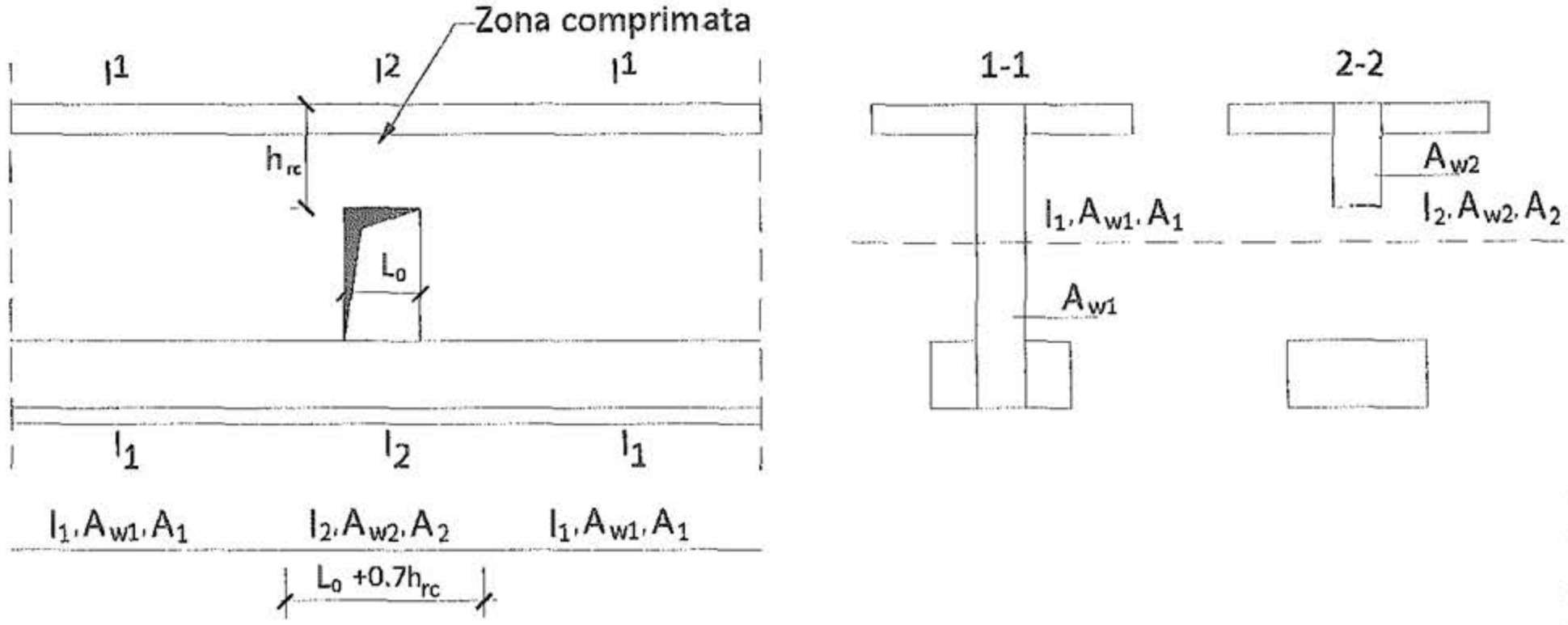


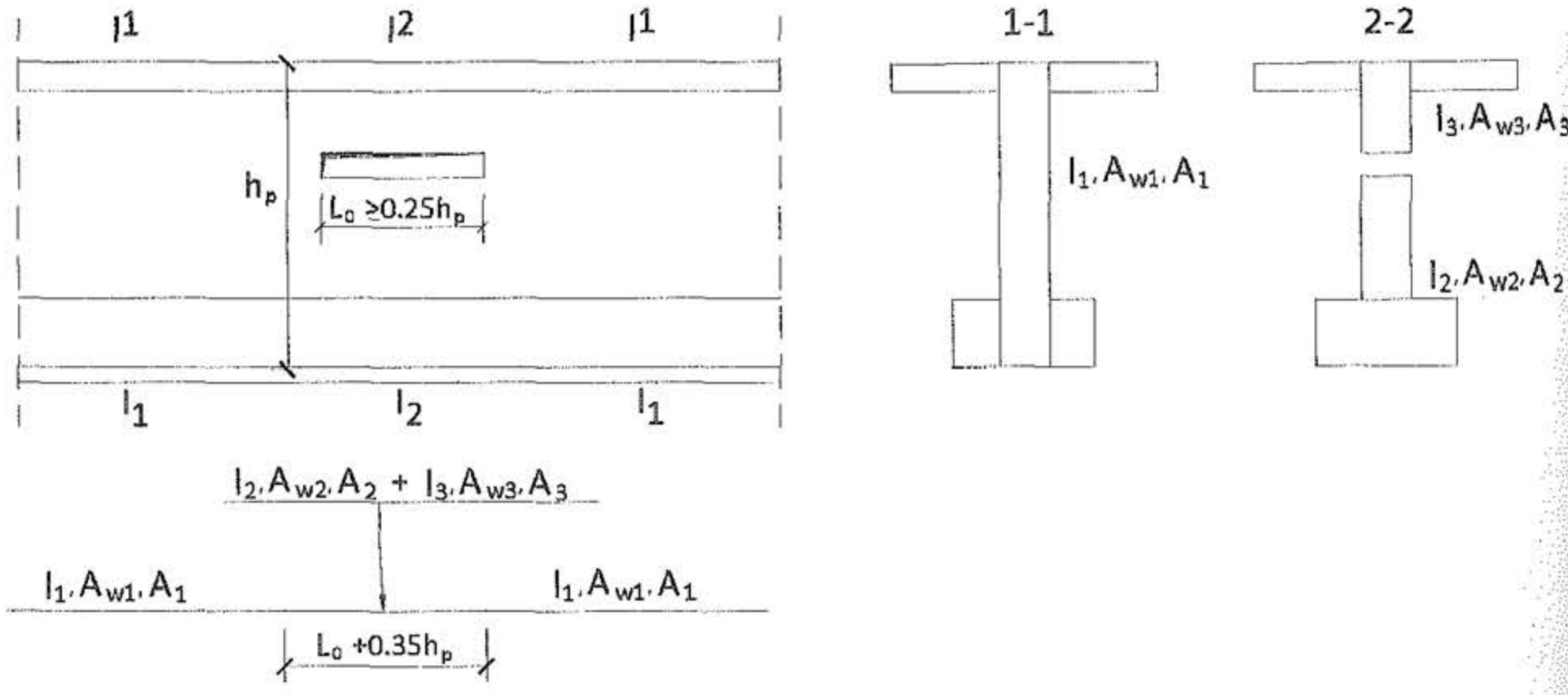
Fig. 8.71. Solicitări ale elementelor infrastructurii datorită încărcării excentrice a fundaţiilor

8.10.6.1. Schematizarea pentru calcul a pereţilor cu goluri în infrastructură

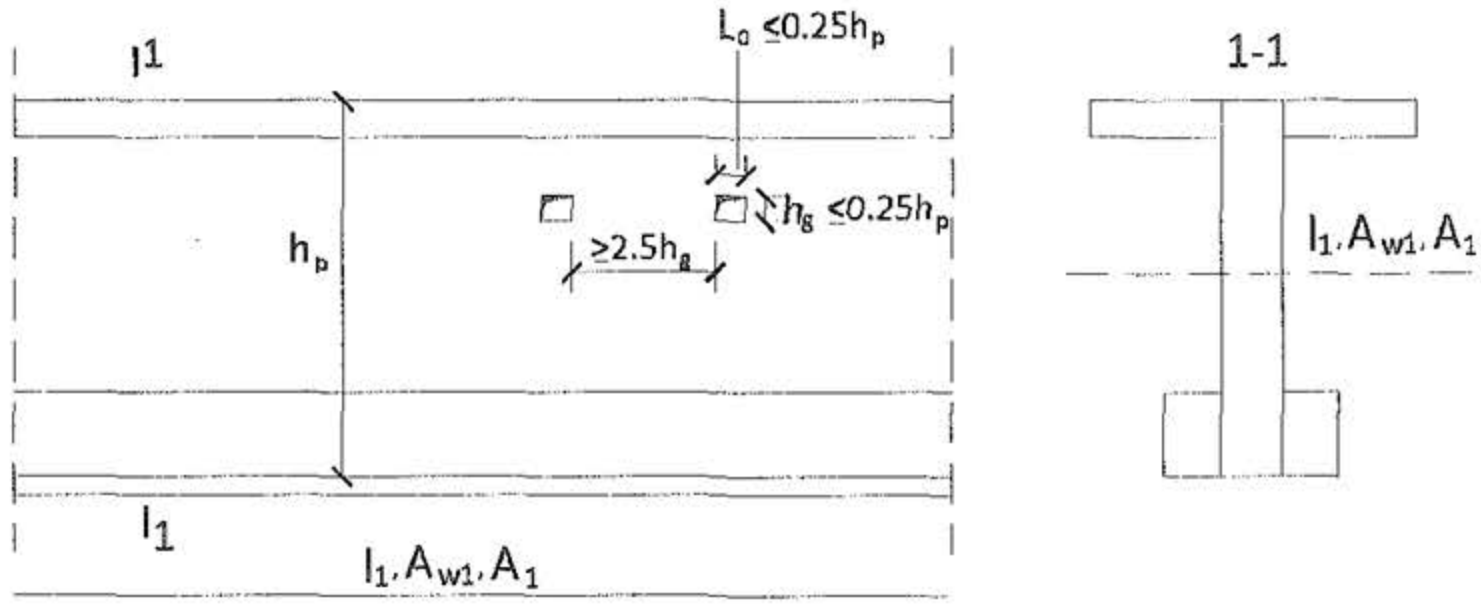
La pereţii infrastructurilor care se pot modela ca un sistem de grinzi pe mediu elastic, zonele cu goluri se pot considera în calculul static astfel:



a. Goluri mari - diagrama de momente încovoietoare nu se anulează pe deschiderea golului



b. Goluri mari - diagrama de momente încovoietoare se anulează pe deschiderea golului



c. Goluri mici în pereţii infrastructurilor

Fig. 8.72. Considerarea în calcul a infrastructurilor cu goluri

– goluri mari care reduc secţiunea transversală de forfecare cu mai mult de ¼ din aria de forfecare totală, la care diagrama de momente încovoietoare nu se anulează pe lăţimea golului, Fig. 8.72.a.,

– goluri mari la care diagrama de momente încovoietoare se anulează pe lăţimea golului, Fig.8.72.b.,

– goluri mici care reduc secţiunea de forfecare cu mai puţin de 25% din aria totală de forfecare, Fig.8.72.c.

8.10.7. Dimensionarea elementelor infrastructurii

Elementele de beton armat ale infrastructurilor se dimensionează conform prevederilor din SREN 1992-1-1:2004.

8.10.7.1. Verificarea planşeelor

Planşeele care conlucrează în ansamblul infrastructurilor sunt solicitate cu sarcini mari în planul lor (diafragmă orizontală) şi cu încărcări normale pe plan (comportare de planşeu).

Armătura se dimensionează considerând valoarea maximă a forţei tăietoare din pereţii structurali, Fig. 8.73.

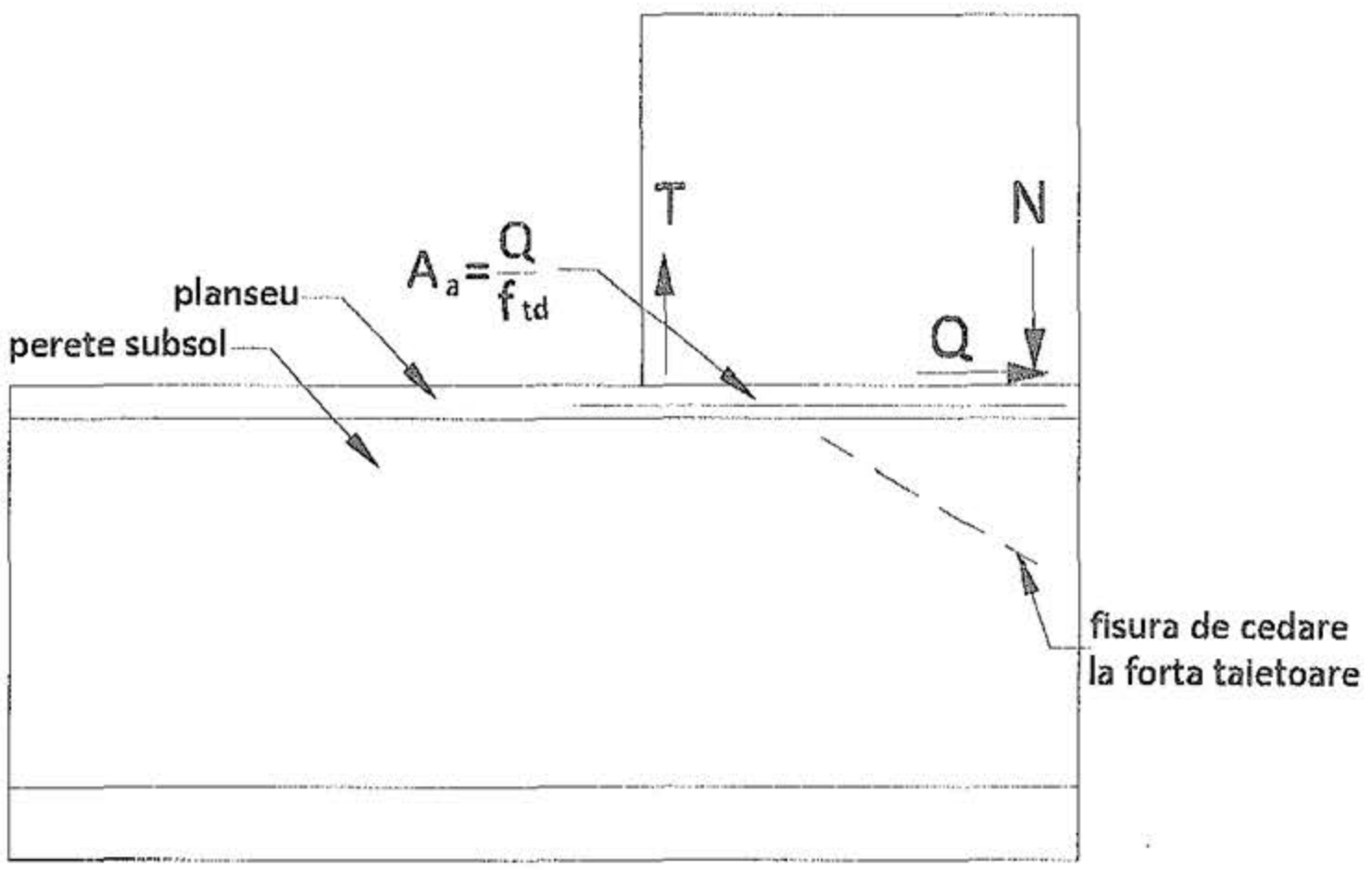


Fig. 8.73. Verificarea la forţa tăietoare a planşeului

8.10.7.2. Verificarea pereţilor

Verificarea pereţilor va considera solicitările determinate de participarea la preluarea eforturilor infrastructurii şi a încărcărilor aplicate direct acestora (împingerea pământului, presiunea apelor subterane etc.)

Verificările specifice grinzilor pereţi se vor aplica în situaţiile în care comportarea pereţilor infrastructurilor este asimilată acestora:

– diagrama de momente încovoietoare se anulează la distanţe mai mici decât înălţimea secţiunii;

– *eforturile unitare verticale* (σ_2) *sunt semnificative pentru* solicitarea peretelui.

8.10.7.3. Verificarea pereţilor în zonele de discontinuitate

8.10.7.3.1. Intersecţii la pereţi structurali ai infrastructurilor cu rezemări indirecte

Intersecţiile de pereţi cu forma în plan L, T, +, fără elemente verticale încărcate axial, pot realiza rezemări indirecte care impun şi verificări ale armăturilor de suspendare, Fig. 8.74.

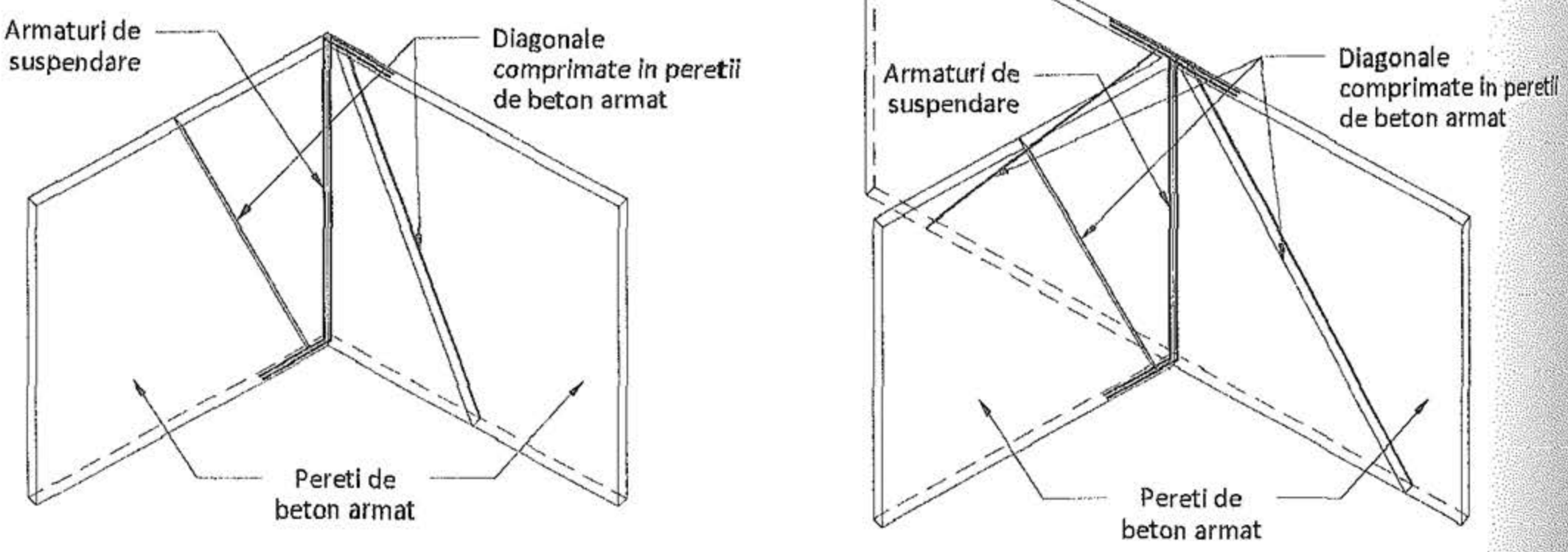


Fig. 8.74. Rezemări indirecte-dispunerea armăturilor de suspendare

$$A_{as} = \frac{F}{f_{td}} \tag{8.30}$$

unde: F - forţa tăietoare transmisă între pereţi cu planuri mediane intersectate,

f_{td} - rezistența de calcul a armăturii suspendate.

Armătura de suspendare se ancorează în zona de dezvoltare a diagonalelor comprimate din beton. Secţiunea de beton a pereţilor se verifică ca în secţiunile curente.

8.10.7.3.2. Intersecţii de pereţi şi planşee la infrastructuri (secţiuni prefisurate)

Verificarea intersecţiilor dintre pereţi și planşee la forţă tăietoare, consideră forţa de lunecare maximă transmisă prin rostul de tunare - secţiune prefisurată.

Forţa de lunecare rezultă din verificarea ansamblului infrastructurii (pereţi, planşee, fundaţii) la încovoiere cu forţa tăietoare, Fig. 8.75. Forţa de lunecare unitară se poate aproxima ca fiind constantă între secţiunea de moment încovoietor maxim şi secţiunea de moment nul sau secţiunile de aplicare a forţelor concentrate semnificative.

Daca planşeele transmit momente încovoietoare semnificative la pereţi (reazeme marginale etc.) se vor verifica secţiunile de beton şi armături ale pereţilor şi planşeelor.

Armăturile se vor ancora conform regulilor specifice nodurilor.

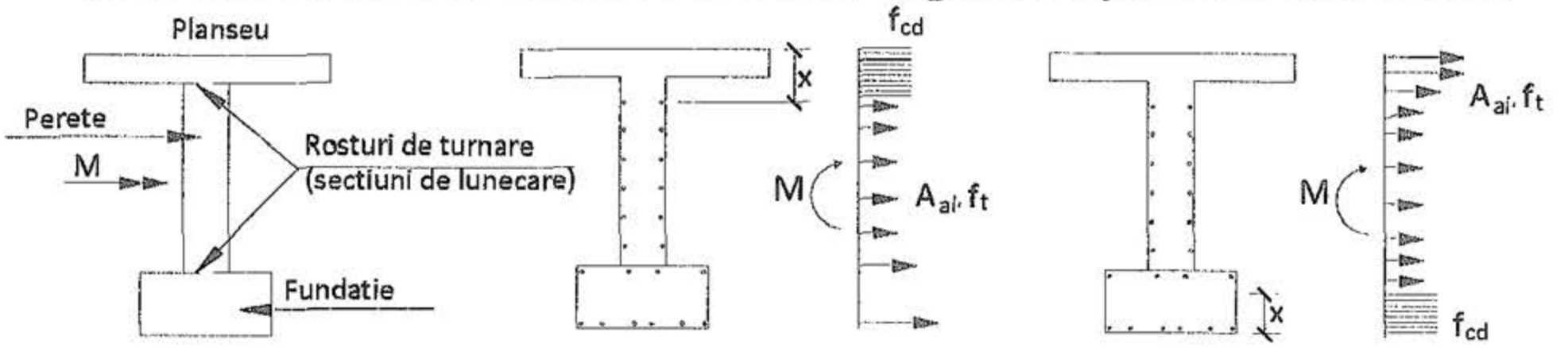


Fig. 8.75. Distribuţii de eforturi unitare considerate în verificarea la lunecare a secţiunilor prefisurate (rosturi orizontale de turnare)

8.10.7.3.3. Pereţi cu goluri

Golurile în pereţi se recomandă să aibă colţurile rotunjite sau teşite. Golurile de mici dimensiuni se recomandă să fie de formă circulară şi cofrate cu ţeavă de oţel.

Armarea peretelui, în zona cu goluri, la moment încovoietor se face conform Fig. 8.76.

Alcătuirea secţiunilor compuse din pereţi, planşee şi fundaţii şi schema de armare, cu armături cuprinse în centuri, distribuite în pereţi, plăci şi fundaţii impune calculul la încovoiere cu metoda generalizată, aplicabilă prin utilizarea de programe specializate.

Pentru verificarea secţiunilor cu goluri la forţă tăietoare, secţiunea de beton trebuie să asigure respectarea condiţiei:

$$A_W \geq \frac{Q_{\max}}{2 f_{ctd}} \tag{8.31}$$

Armătura verticală de bordaj a golurilor mari se dimensionează cu relaţia (8.32), iar în secţiunea curentă armătura verticală se dimensionează ca etrieri.

$$A_{av} = \frac{Q}{0,8 \cdot f_{td}} \tag{8.32}$$

Armătura longitudinală (orizontală A_{a0}), distribuită pe înălţimea secţiunii peretelui, va respecta minimum condiția:

$$A_{ao} \geq 0,6 \cdot A_{av} \tag{8.33}$$

Coeficienţii minimi de armare sunt:

– armătura transversală verticală: 0,20%,

– armătura longitudinală distribuită pe înălţimea secţiunii: 0,15%,

– armătura longitudinală concentrată la marginea secţiunii (sus/jos): 0,20%.

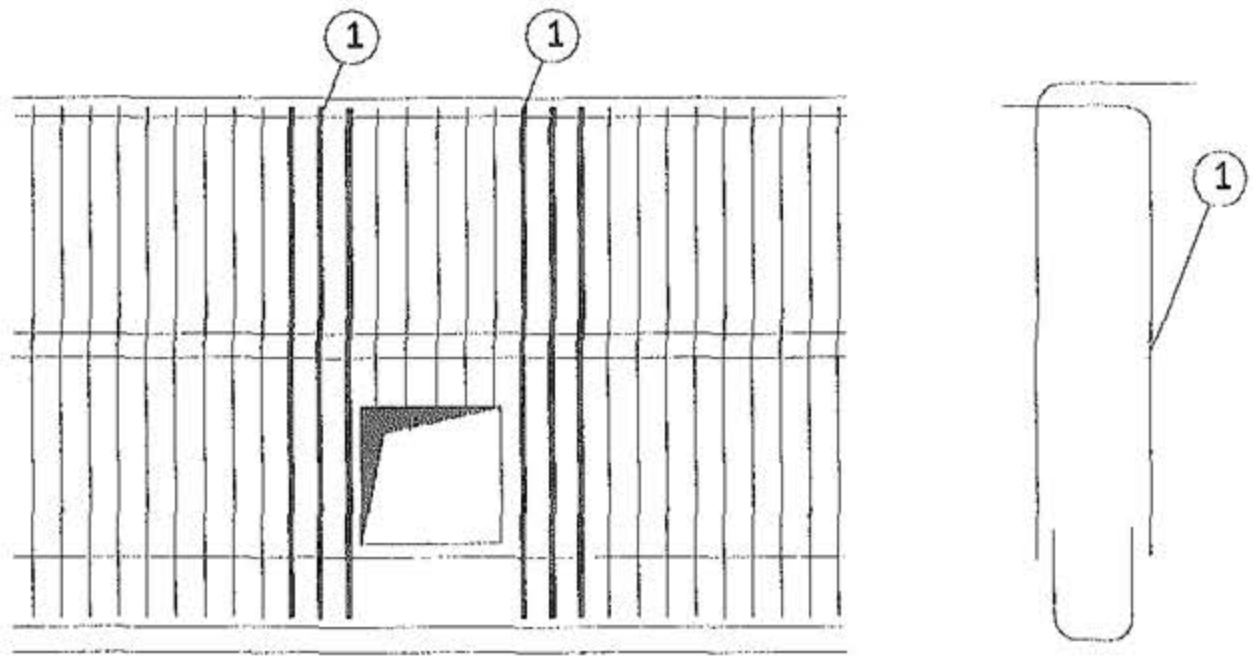


Fig. 8.76. Armătura verticală de bordaj a golurilor mari

Verificarea fundaţiilor va considera eforturile secţionale (moment încovoietor, forţă tăietoare, moment de torsiune şi forța axială) determinate de participarea acestora la infrastructură şi de transmiterea încărcărilor la terenul de fundare. Verificarea secţiunilor de beton şi armătură se face conform SR EN 1992-1-1:2004

Transmiterea eforturilor (M, Q) la infrastructură se realizează prin efect de menghină, dacă elementele verticale ale suprastructurii, care transmit forţele orizontale, intersectează cel puţin două planşee ale infrastructurii, rigide şi rezistente, cu deplasări neglijabile în plan orizontal.

Fixarea elementelor verticale prin efectul de menghină se realizează dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii, Fig. 8.77.:

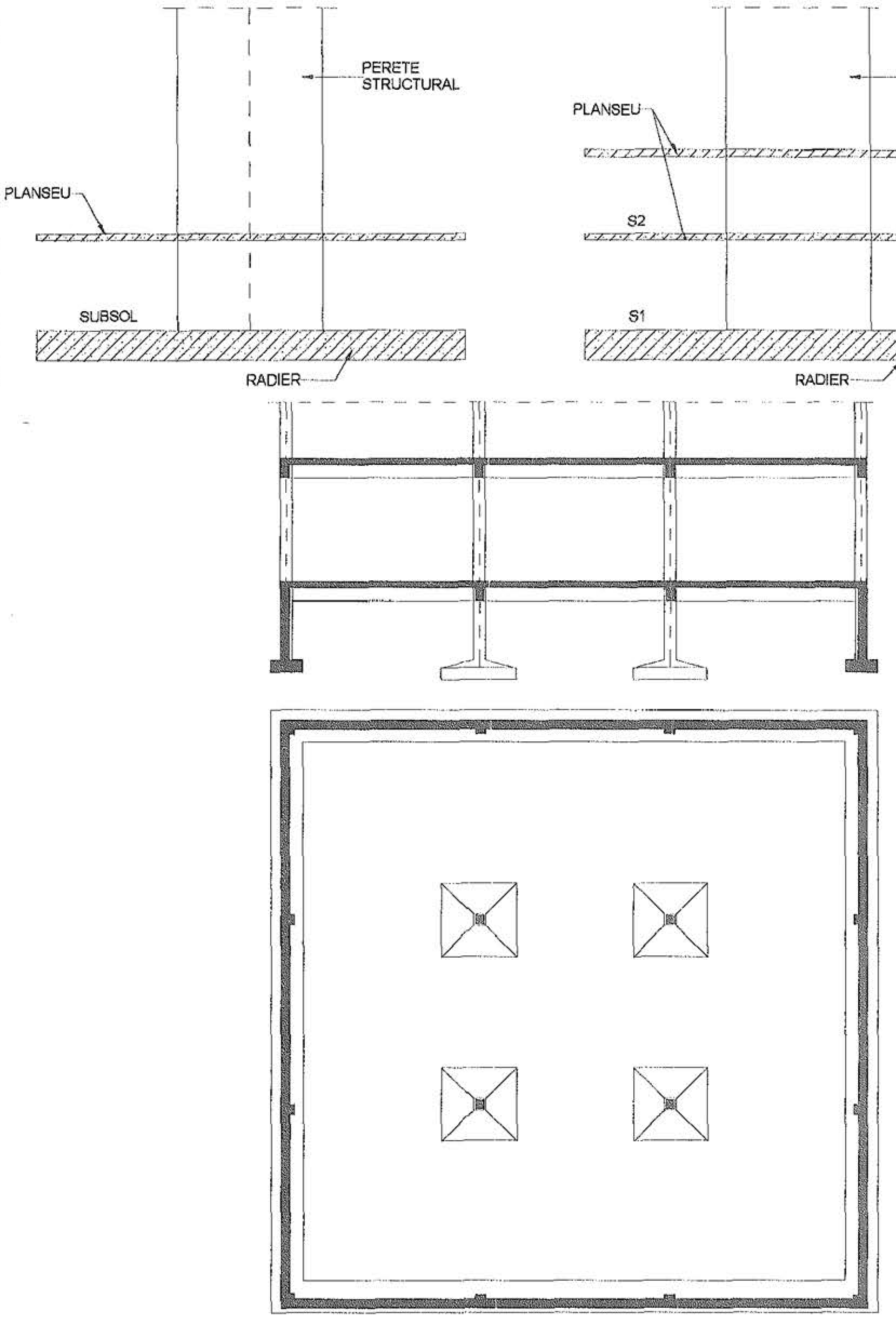


Fig. 8.77. Fixarea elementelor verticale

a. Conectarea elementului vertical şi planşeului superior poate asigura transmiterea forţei de legătură (lunecare),

b. Planşeul superior poate prelua forţa transmisă prin efectul de încastrare - condiţia de rezistenţă la forţa tăietoare şi moment încovoietor a diafragmei orizontale superioare,

c. Rezistenţa la forţă tăietoare a elementului vertical pe porţiunea dintre elementele care realizează efectul de menghină,

d. Preluarea forţei orizontale de către planşeul inferior sau de către fundaţia elementului vertical,

e. Existenţa unor elemente verticale rigide (pereţi ai infrastructurii) care să poată prelua reacţiunile planşeelor şi să le transmită terenului de fundare (fundaţii suficient ţesute etc.). Stâlpii de beton armat la care se realizează efectul de menghină sunt, de regulă, conectaţi cu planşeul superior prin riglele de cadru. În aceste situaţii verificarea la lunecare a secţiunilor de conectare precum şi a eforturilor în diafragma superioară realizată de planşeul superior nu este semnificativă.

8.10.7.3.4. Elemente de calcul, dimensionare şi verificare

Transmiterea forţei de lunecare la planşeul superior Fig. 8.78.

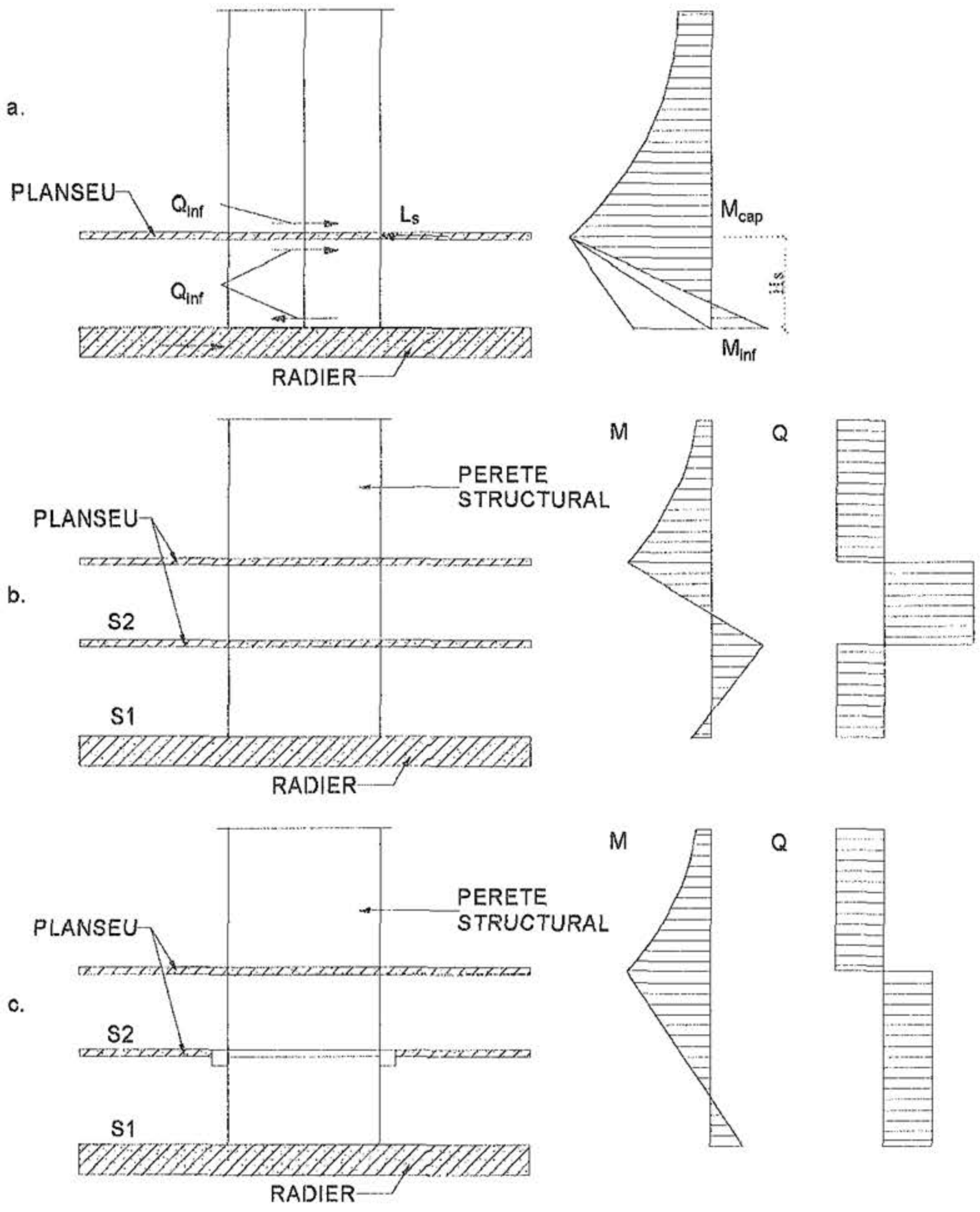


Fig. 8.78. Verificarea secţiunilor de conectare la lunecare

Valoarea de calcul a forţei de lunecare (forţa transmisă planşeului superior, L_s) este:

$$L_s = Q_{as} + Q_{\inf} \tag{8.34}$$

unde: Q_{as} - forţa tăietoare în elementul vertical al suprastructurii, asociată mecanismului de plastificare la acţiuni seismice,

$Q_{\inf}$ - forţa tăietoare care se dezvoltă în elementul vertical sub planşeu; valoarea de calcul se determină acoperitor:

$$Q_{\inf} = \frac{1{,}5M_{cap}}{H_s} \tag{8.35}$$

Valoarea forţei tăietoare care se dezvoltă în elementul vertical, sub planşeul superior este dependentă de gradul de încastrare asigurat de fundaţie, Fig. 8.78.a. şi de schema de rezemare asigurată de planşeele subsolurilor Fig. 8.78. b şi c., în interacţiune cu restul pereţilor substructurii.

Efortul tangenţial mediu τ_{med} pe suprafaţa de lunecare se limitează la:

$$\tau_{med} = \frac{L_s}{A_{wf}} \le 2 \times f_{ctd} \tag{8.36}$$

unde: L_s - forţa de lunecare calculată cu relația (8.34),

A_{wf} - suprafaţa secţiunii de forfecare (lunecare) dintre elementul vertical şi planşeu (placă); dacă suprafaţa de contact perete - planșeu este insuficientă se poate realiza o centură; secţiunea de beton şi armătură longitudinală a centurii se verifică la efortul axial determinat de forţa transmisă planşeului,

f_{ctd} - rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Verificarea la lunecare va lua în considerare efectele determinate de prezenţa golurilor din planşee, prin reducerea corespunzătoare a secţiunilor de forfecare în zona de conectare şi verificarea planşeelor ca diafragme orizontale.

Armătura de conectare din planşeu dispusă perpendicular pe planul de lunecare, calculată conform Fig. 8.79., este cel puţin:

$$A_{a,tot} = \frac{L_s}{0{,}8 \cdot f_{td}} \tag{8.37}$$

Armătura se dispune pe lungimea de transmitere corespunzătoare secţiunilor de lunecare Fig. 8.79.b.

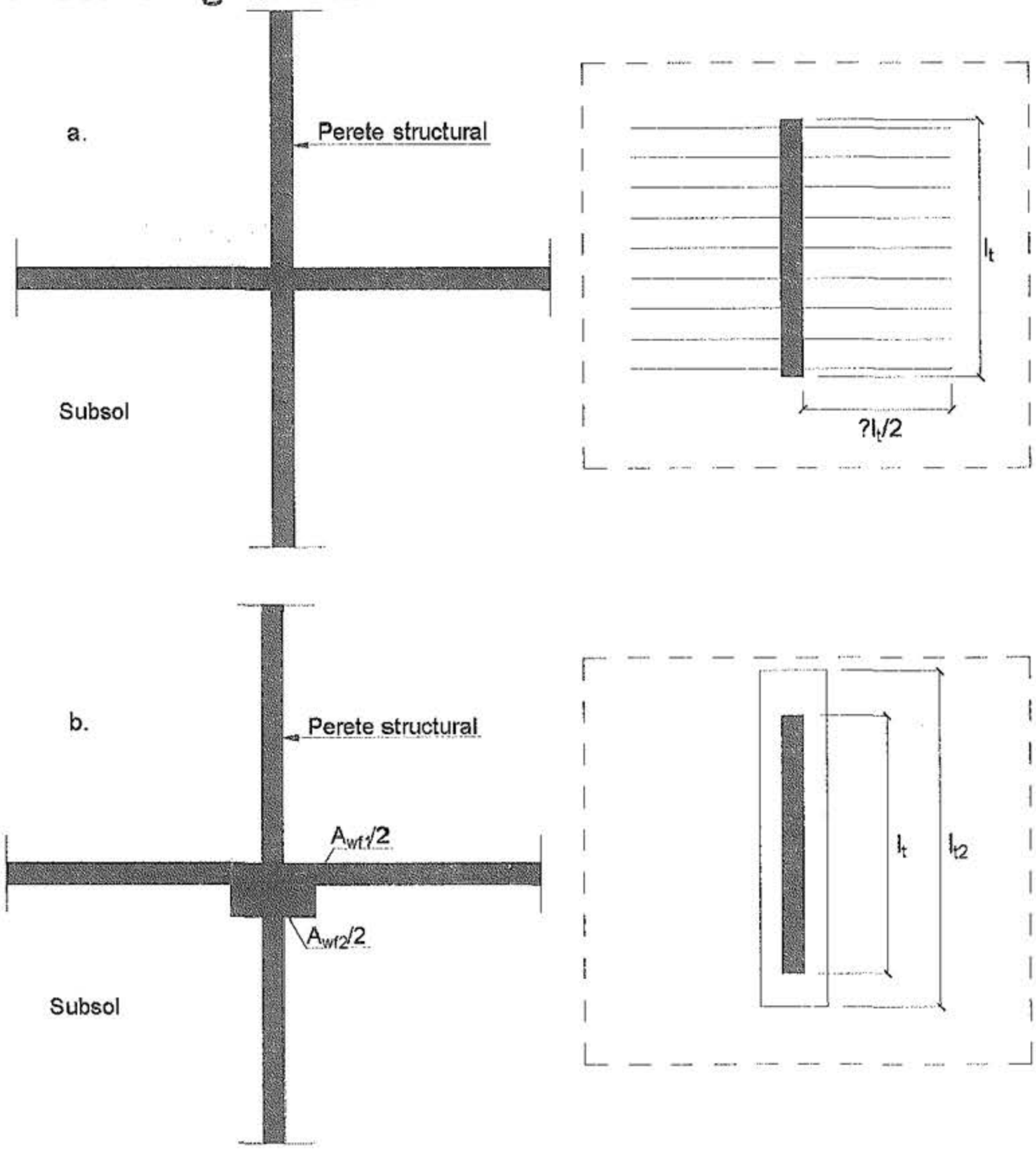


Fig. 8.79. Dispunerea armăturii pe secţiunile de lunecare

8.10.7.3.5. Rezemarea elementului vertical la partea inferioară

Blocarea deplasărilor şi preluarea reacţiunilor de la partea inferioară se poate asigura de către fundaţii (independente, reţele de grinzi sau radier) sau de o diafragmă orizontală (planşeu intermediar de subsol).

Forţa tăietoare din elementul vertical (perete, stâlp) se consideră cu valoarea dată de relaţia (8.35) şi se consideră la determinarea reacţiunii aplicate fundaţiei sau diafragmei orizontale de la partea inferioară.

În cazul fundaţiilor independente, dacă forţa orizontală ($Q_{\inf}$) verifică condiţia (8.38), atunci fundaţia se fixează în plan orizontal prin legături cu diafragme orizontale sau grinzi ("centuri") de fundare.

$$Q_{\inf} \geq 0{,}3 \cdot N_{fundatie}^{\min} \qquad (8.38)$$

Verificarea elementului vertical (stâlp, perete) pe înălţimea infrastructurii se face conform prevederilor din SR EN 1992.

Efortul tangenţial mediu este limitat la valoarea:

$$\frac{Q_{\inf}}{A_{bp}} \leq 4 \cdot f_{td} \tag{8.39}$$

8.10.7.3.6. Probleme specifice de alcătuire a elementelor infrastructurii

Conform normativului CR 2-1-1.1-2005 se impune ca la alcătuirea infrastructurii să se adopte următoarele elemente:

– Pereţii infrastructurii vor avea o grosime superioară grosimii adoptate în suprastructură. Există şi posibilitatea prevederii pereților suprastructurii în consolă, Fig. 8.79.,

– Pereţii de contur ai subsolului vor avea o grosime de cel puţin 250mm, iar cei interiori cel puţin 200mm,

– Golurile pentru instalații vor avea dimensiuni minime şi vor fi dispuse înafara zonelor celor mai solicitate, Fig. 8.80.

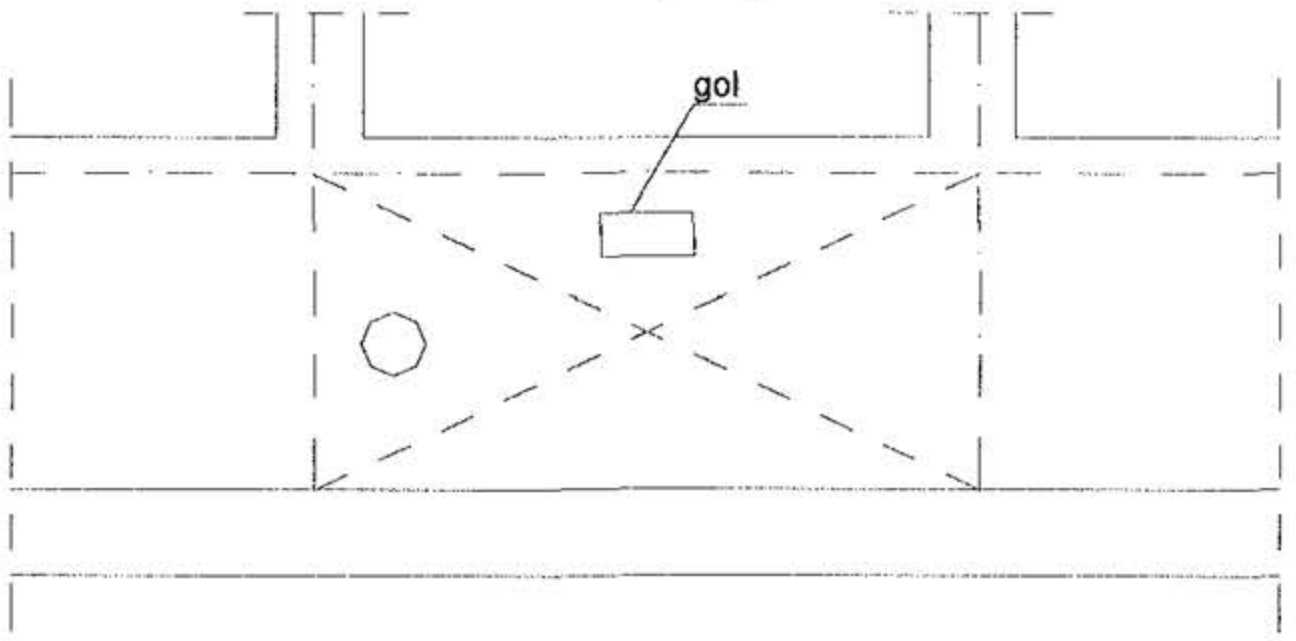


Fig. 8.80. Plasarea golurilor în pereţii infrastructurii

Se va evita dispunerea golurilor în poziţii care să creeze riscul unor ruperi la forţa tăietore în secţiuni înclinate, Fig.8.81.

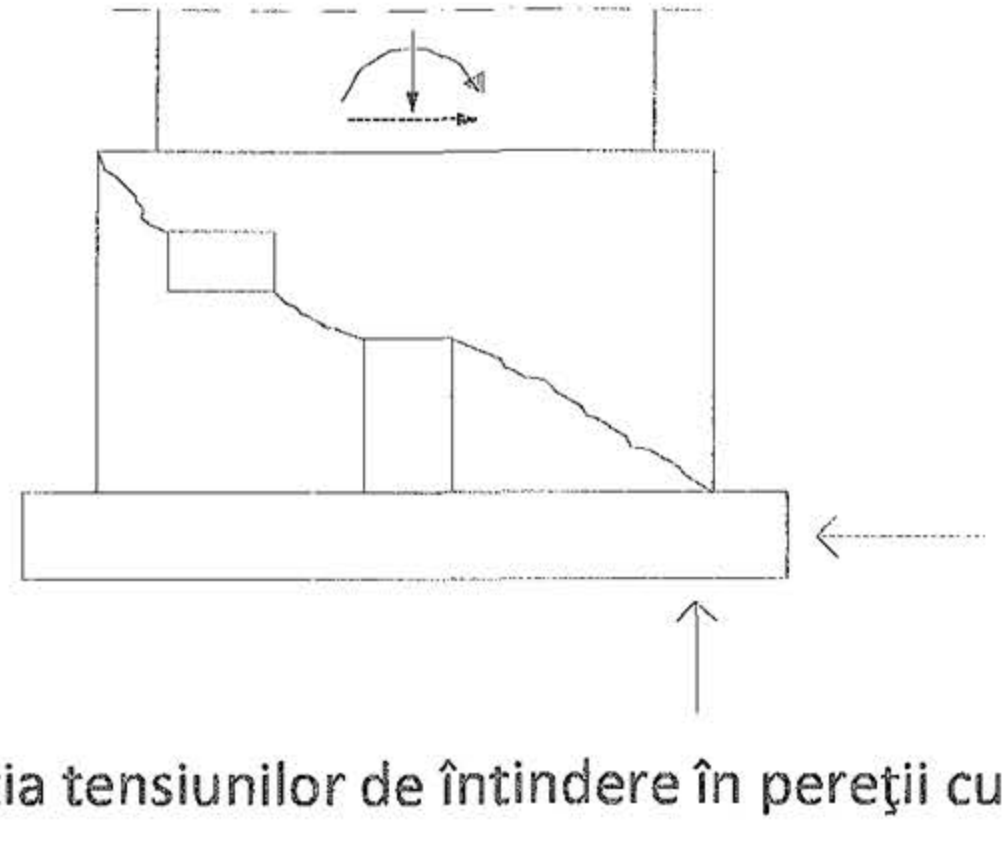


Fig. 8.81. Apariţia tensiunilor de întindere în pereţii cu goluri

În cazul golurilor de dimensiuni mari se vor prefera golurile rotunde sau cu colţurile teşite, în locul golurilor dreptunghiulare.

În jurul golurilor se va prevedea o armătură de bordaj reprezentând cel puţin secţiunea barelor întrerupte prin prezența golurilor.

La alegerea deschiderilor şi traveilor se va urmări ca distanţele dintre punctele de încărcare verticală a infrastructurii să nu depăşească 6m.

Procentele de armare orizontală şi verticală în inima pereţilor, considerând ambele plase, vor fi cel puţin 0,30%.

Planşeul peste subsol, la structurile cu pereţi rari, va avea cel puţin o grosime de 150mm. Armarea minimă în ambele direcţii va reprezenta, pe fiecare faţă, un procent de minim 0,25% şi cel puţin 6 bare ϕ 8mm/m.

Planşeul trebuie să conţină, pe lângă armăturile necesare pentru preluarea încărcărilor normale pe planul său şi armăturile rezultate din încovoierea de ansamblu a infrastructurii, precum şi armăturile rezultate pentru forţele din planul planşeului inclusive armăturile cu rol de conectori şi suspensori.

9. FUNDAȚII LA CLĂDIRI AMPLASATE PE TERENURI DIFICILE

9.1. Generalități

Se consideră terenuri dificile următoarele tipuri de terenuri (NP074-2007):

– Nisipuri afânate (e>0.7-0.8) şi nisipuri saturate susceptibile la lichefiere sub acţiuni seismice,

– Pământuri fine cu consistență redusă (prafuri, argile la care I_C<0.5-0.6),

– Pământuri loessoide aparţinând grupei B de pământuri sensibile la umezire, definite conform normativului NP 125 - 2010,

– Pământuri argiloase cu umflări şi contracţii mari (PUCM), definite conform normativului NP 126 - 2010,

– Pământuri cu conţinut ridicat de materii organice (peste 6%),

– Terenuri în pantă cu potenţial de alunecare (>10%).

În cazul fundării pe terenuri dificile, soluţia de fundare se va stabili pe baza unei analize tehnico – economice, din următoarele soluţii posibile:

– Utilizarea de fundaţii capabile să preia solicitările induse în structură de deformaţiile terenului de fundare. Această soluţie constă, în general, în prevederea unei structuri rigidizate. Ea poate fi rezolvată prin: radier general (cu sau fără grinzi înglobate în radier), pereţii subsolului, placă peste subsol (monolite),

– Îmbunătăţirea terenului de fundare şi adoptarea unei soluţii de fundare pentru terenuri bune,

– Amplasarea construcţiilor pe terenuri deformabile (TDF), conduce la apariţia unor tasări diferenţiale sau relative care să depăşească limitele admisibile (Tabelul 2.15 – 2.17). Cauzele care conduc la apariţia tasărilor diferenţiale între diferitele părţi ale construcţiei sunt analizate în Capitolul 3.

Metodele pentru prevenirea tasărilor diferenţiale exagerate pot fi incluse în cele două grupe de soluţii prezentate anterior.

Dacă suprastructura nu are suficientă rigiditate pentru a împiedica mişcările diferenţiale exagerate pentru fundaţii obişnuite, de suprafaţă, pot fi adoptate una sau mai multe dintre măsurile următoare. (Tomlinson, 1969):

a. Prevederea unei fundaţii rigide, fie printr-un radier general gros, fie prin grinzi înalte dezvoltate pe două direcţii. În general prin prevederea unui radier general, valoarea presiunilor de contact se reduce la valori care nu depăşesc 0.17 daN/cm^2, pe nivel. Datorită adâncimii mari a zonei active (Cap. 2) este posibil ca în cazul existenţei unor straturi compresibile în adâncime sau intercalate între straturi incompresibile (puţin compresibile) să apară tasări maxime sau diferenţiale care să le depăşească pe cele admise. În această situaţie prevederea unor grinzi continue înalte (pe una sau două direcţii) pare o soluţie mai viabilă, Fig. 9.1.

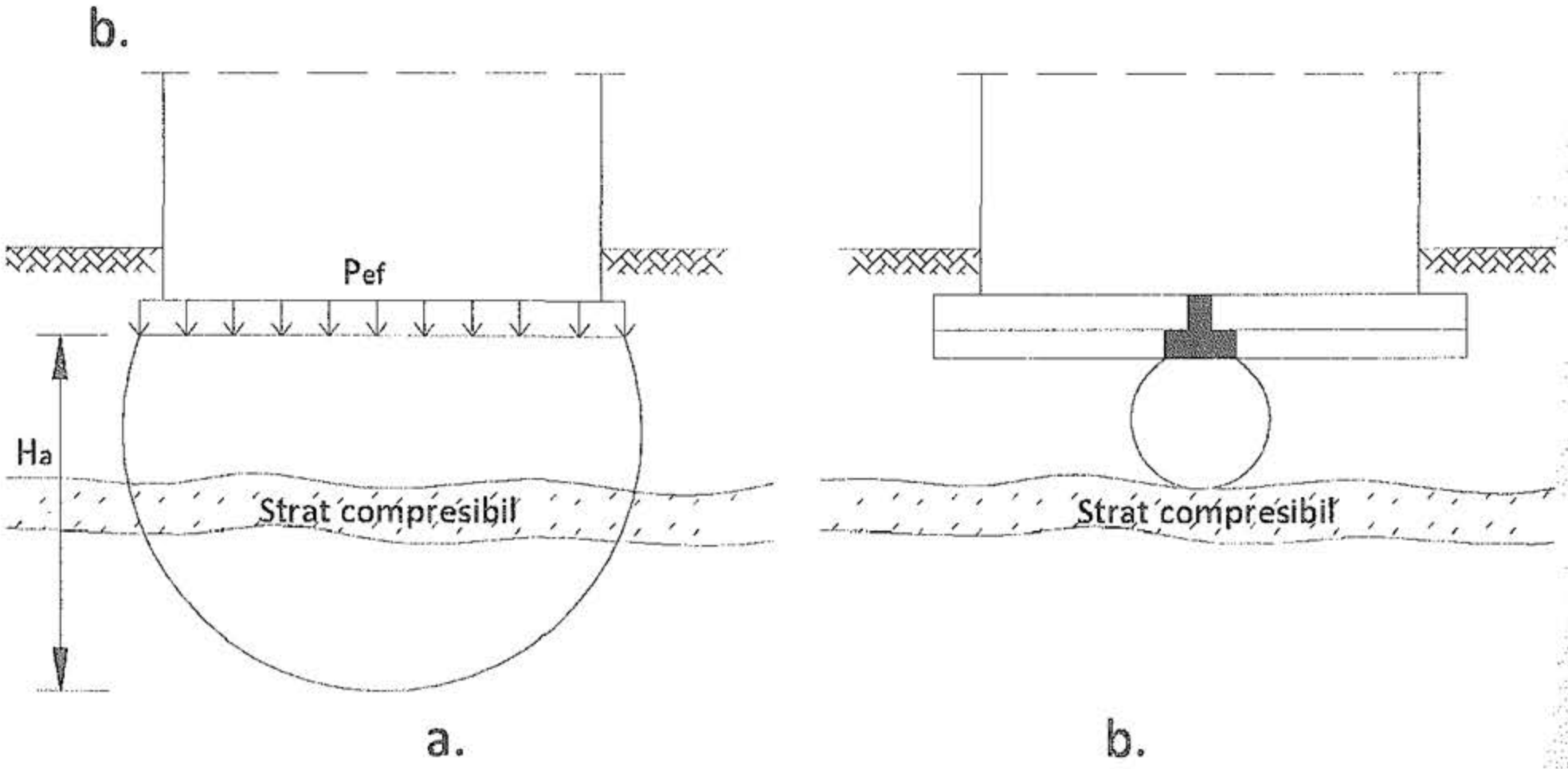


Fig. 9.1. Extinderea zonei active pentru radier şi fundaţii continue

c. Prevederea unor subsoluri adânci, pentru a reduce presiunea netă exercitată pe talpa fundaţiei. Prin acestea se va micşora şi valoarea tasărilor efective maxime (S_{max}), Fig. 9.2.

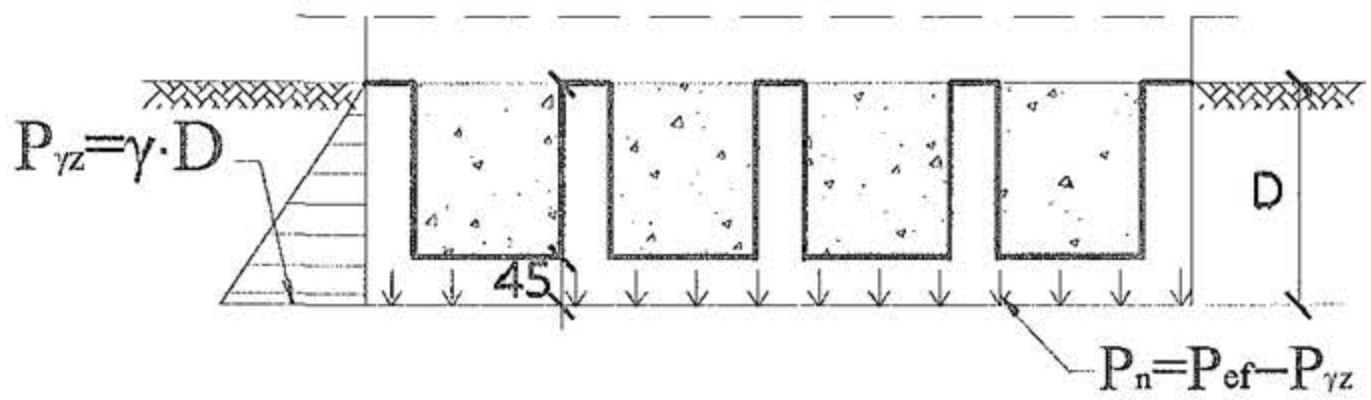


Fig. 9.2. Radier general cu grinzi

d. Transmiterea solicitărilor induse de construcţie (S) la terenuri bune de fundare situate la adâncimi mai mari de 3-5m (puţuri, piloţi, barete, subsoluri). O soluţie eficientă este şi fundarea la diferite adâncimi, Fig. 9.3.

e. Încărcarea cu sarcini suplimentare (lest sau umplutură de pământ) a părţilor mai puţin încărcate ale construcţiei.

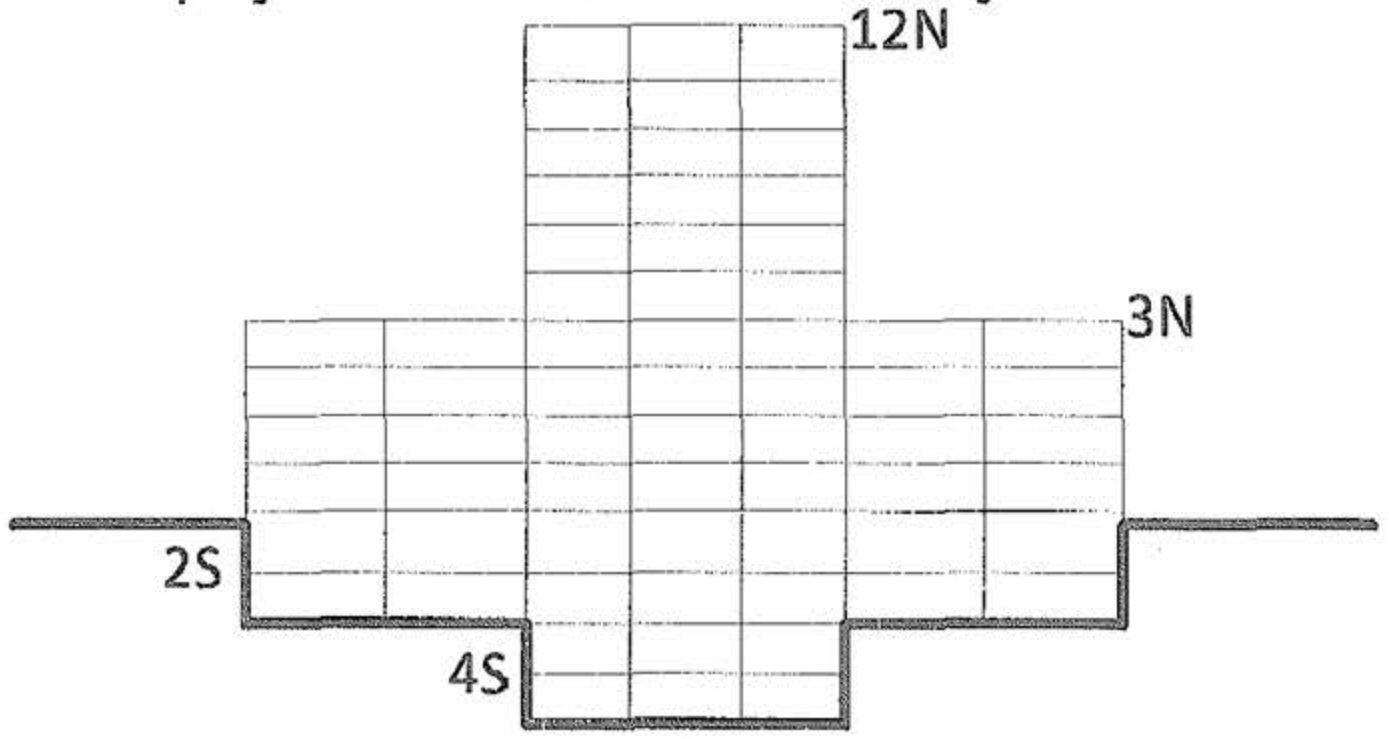


Fig. 9.3. Reducerea tasărilor diferenţiale prin fundarea la diferite adâncimi

9.2. Fundaţii continue pentru construcţii cu pereţi portanţi amplasate pe pământuri compresibile

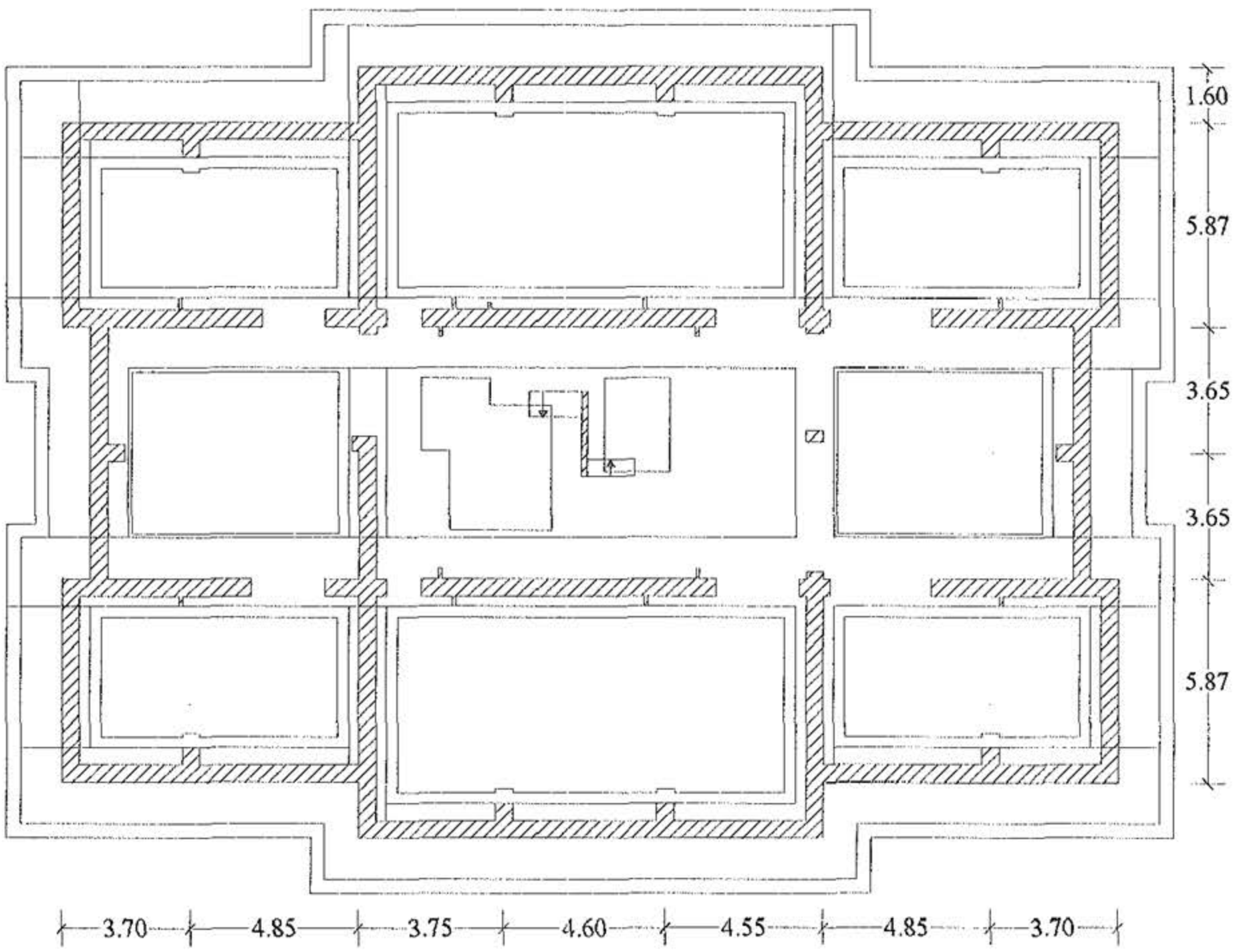


Fig. 9.4. Fundaţii continue după două direcţii ortogonale

Pentru fundaţiile pe terenuri deformabile, la care este de aşteptat apariţia unor tasări diferenţiale importante, se pot adopta următoarele soluţii:

– Pentru tasări diferenţiale mici (Δ<L/250) se pot utiliza fundaţii cu rigiditate sporită,

– Pentru tasări diferenţiale mari se poate opta fie pentru o rigidizare sporită a ansamblului suprastructură – fundaţii, fie pentru o structură flexibilă adaptată la deformaţii mari (structuri metalice etc.)

Principii de realizare a fundaţiilor pe terenuri dificile, astfel încât să se asigure o rigidizare corespunzătoare:

a. Fundaţiile se conduc continuu pe tot conturul pereţilor subsolului, asigurând legarea transversală a fundaţiilor, la maxim 6m (în dreptul golurilor fundaţia va fi de asemenea continuă), Fig. 9.4.

b. Soluţia va fi adoptată atât în cazul în care există pereţi structurali (subsol/parter) dispuşi după două direcţii ortogonale, Fig. 9.4., dar şi în cazul în care pereţii structurali nu au continuitate, Fig. 9.5.

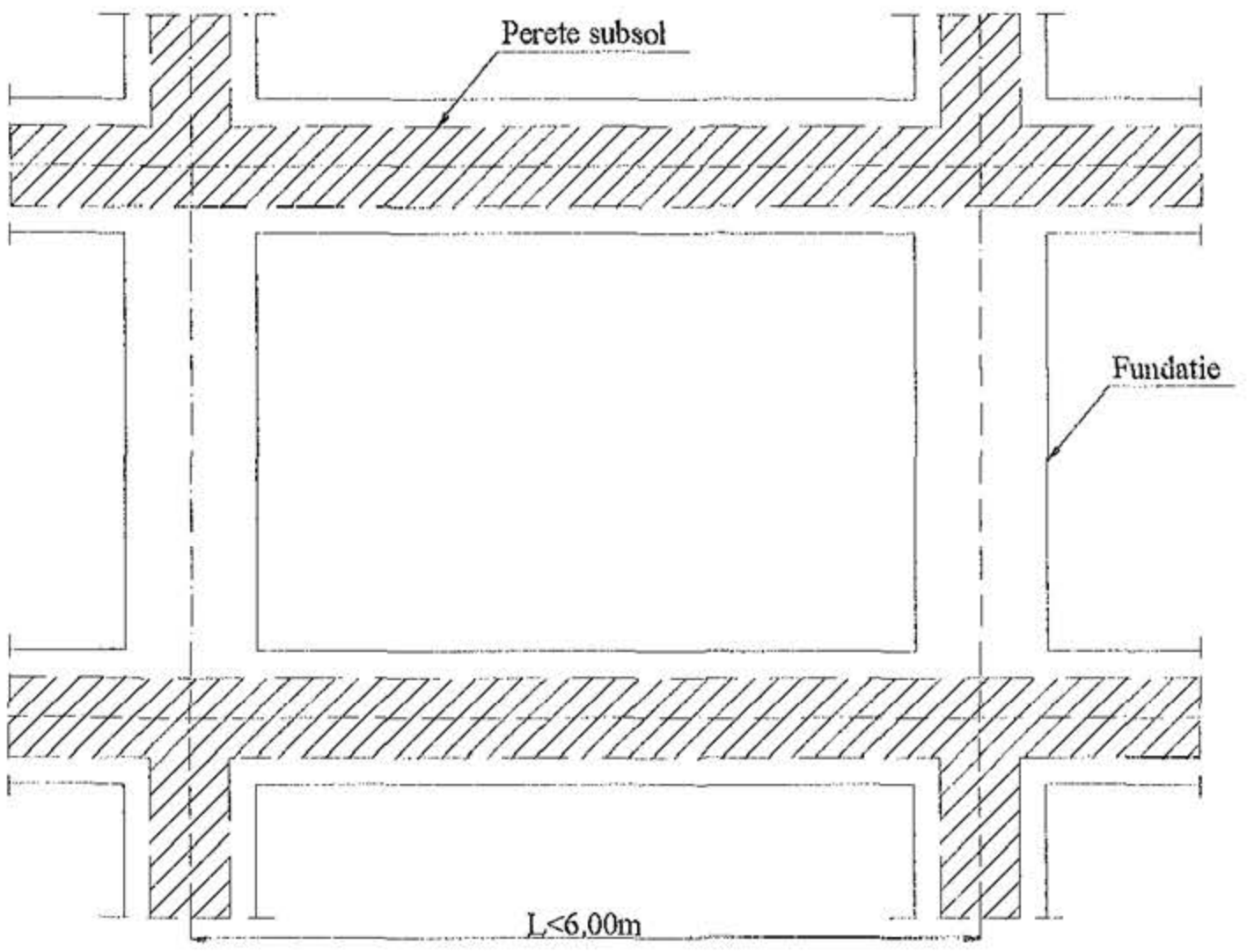


Fig. 9.5. Conformarea planului de fundaţie pentru terenuri dificile

c. Se vor realiza contururi închise după toate direcţiile, pe toată structura subsolului, rigide, cu fundaţii fără să fie în trepte, Fig. 9.6.

În această situaţie pe zonele pe care nu avem pereţi constructivi (secţiunea a-a) se impune armarea fundaţiei pentru preluarea momentelor încovoietoare din câmp şi de pe reazem conform prevederilor de la paragraful 8.3.

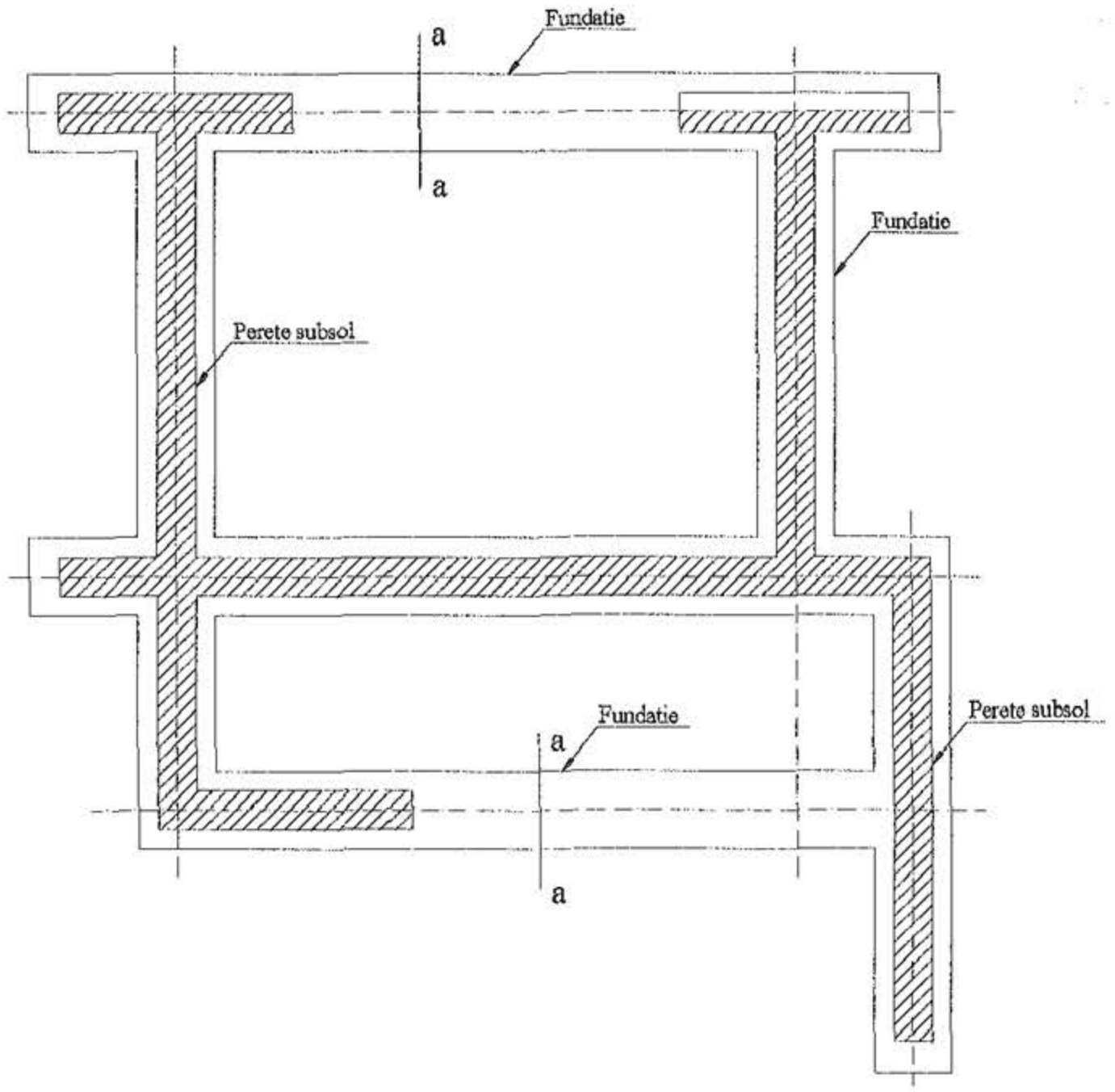


Fig. 9.6. Fundaţii ce realizează contururi închise după toate direcţiile

În cazul în care pereţii structurali longitudinali apar numai în zona centrală se vor lega de fundaţiile transversale cu grinzi de fundare (G.F.), Fig. 9.7.

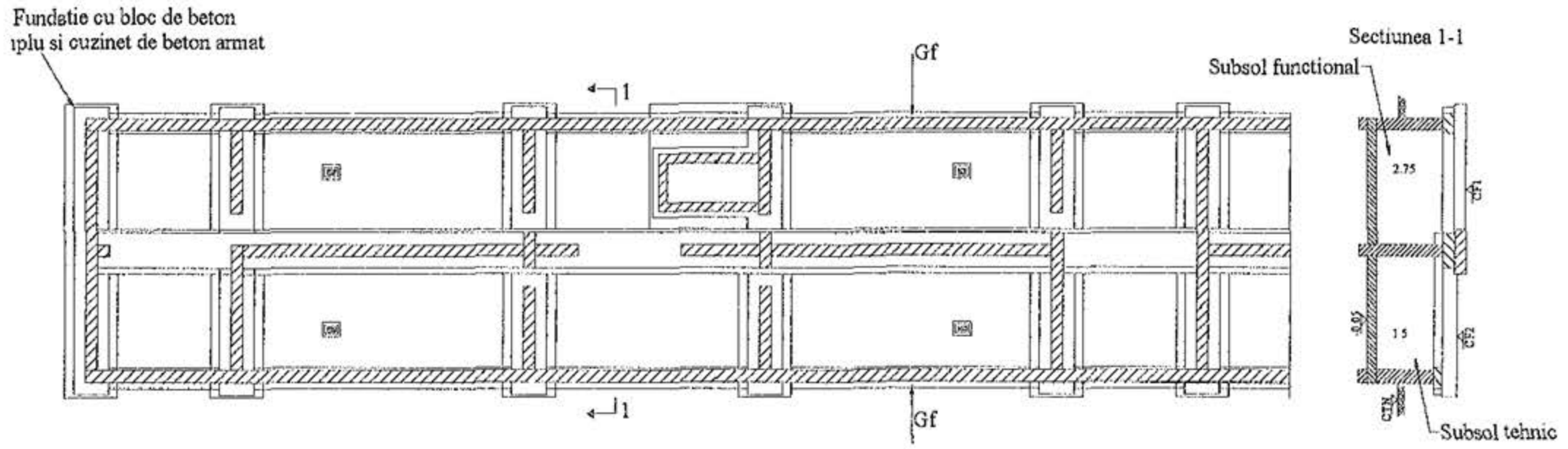


Fig. 9.7. Fundaţii transversale legate cu grinzi de fundare longitudinale

În cazul în care structura este compusă din pereţi structurali şi stâlpi perimetrali se va asigura o legătura pe toate direcţiile între cele două fundaţii (radier general şi fundaţii izolate), Fig. 9.8.

d. Crearea unei rigidizări a fundaţiei prin prevederea unor centuri de beton armat la partea superioară şi inferioară a corpului fundaţiei.

Pentru situaţiile în care în lungul fundaţiilor continue pot să apară tasări neuniforme mari se impune prevederea unei rigidizări a corpului fundației prin prevederea unei centuri de beton armat.

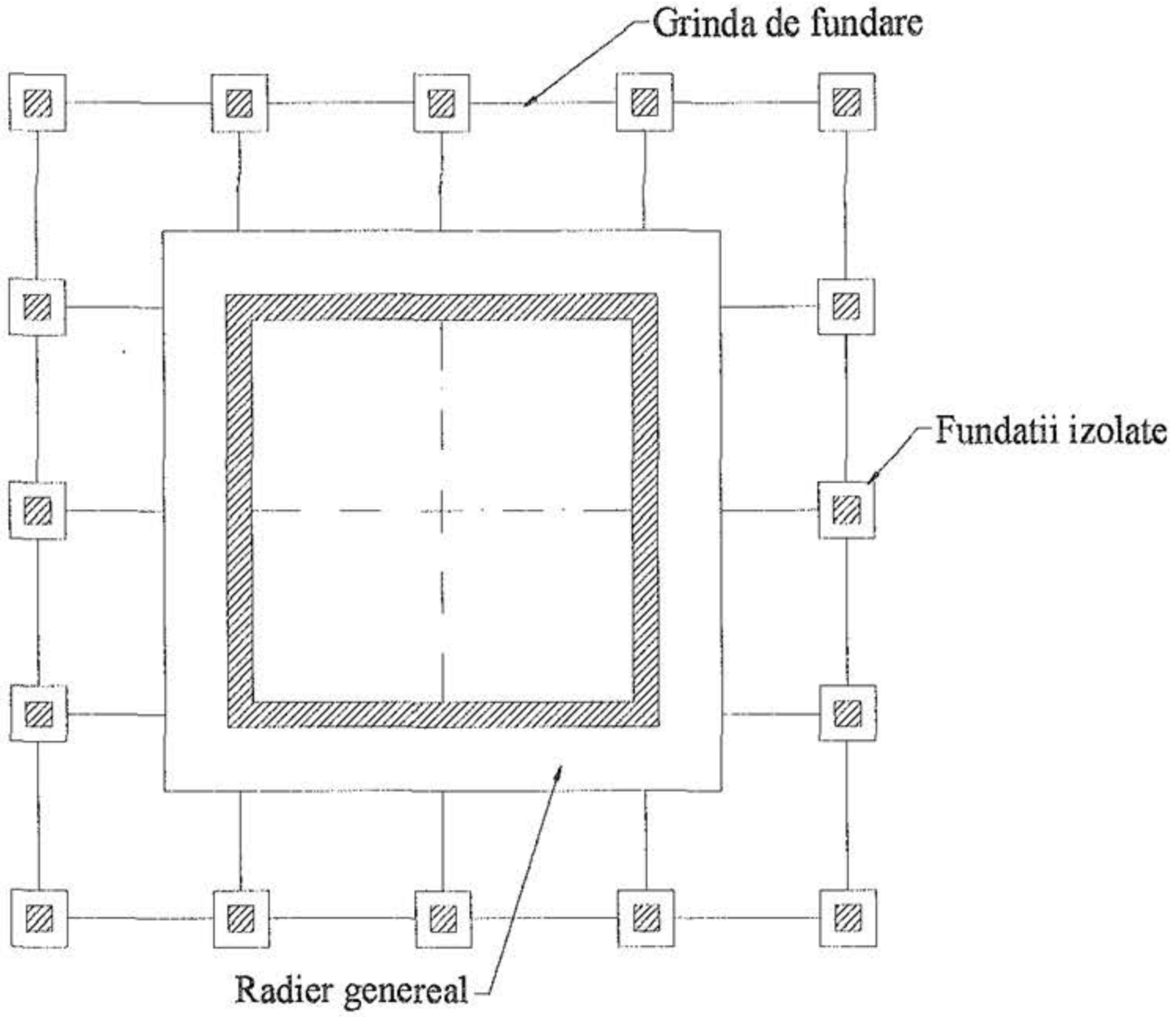


Fig. 9.8. Legătura dintre radier general şi fundaţii izolate cu grinzi de fundare

Calculul momentului încovoietor pe care trebuie să-l preia centura *cât şi poziţia corectă a acesteia în corpul fundaţiei (sus sau jos) în funcţie de* formele sub care se poate tasa terenul de fundare şi încovoierile corespunzătoare ale fundaţiei, pentru diferite sisteme de compresibilitate a terenului de fundare sunt prezentate în Fig. 9.9.

Pot apare şi alte situaţii legate de compresibilitatea terenului şi distribuţia încărcărilor exterioare pe fundaţie. Se poate vedea că un anumit mod de distribuţie a încărcărilor în raport cu natura terenului poate avea ca efect dezvoltarea unui moment încovoietor foarte puternic sau a unor deformaţii mari ale fundaţiei.

Gradul de rigiditate care trebuie impus fundaţiei continue este dat de tasările diferenţiale maxime care pot fi suportate de suprastructură. O rigiditate prea mare este de evitat, întrucât favorizează dezvoltarea unor momente încovoietoare şi forţe tăietoare importante, cu posibilitatea formării unor fisuri serioase în elementele structurale.

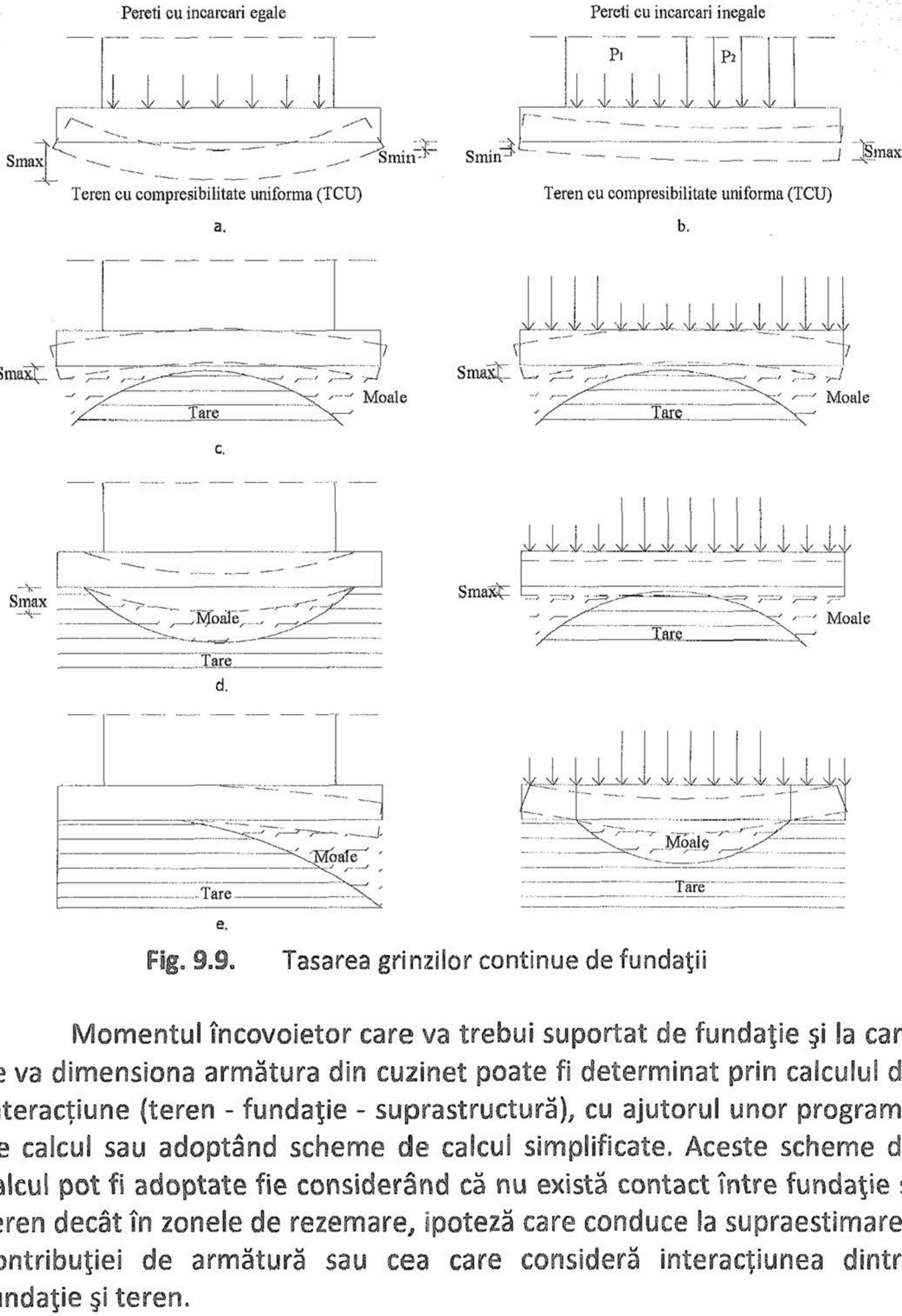


Fig. 9.9. Tasarea grinzilor continue de fundaţii

Momentul încovoietor care va trebui suportat de fundaţie şi la care se va dimensiona armătura din cuzinet poate fi determinat prin calculul de interacțiune (teren - fundaţie - suprastructură), cu ajutorul unor programe de calcul sau adoptând scheme de calcul simplificate. Aceste scheme de calcul pot fi adoptate fie considerând că nu există contact între fundaţie şi teren decât în zonele de rezemare, ipoteză care conduce la supraestimarea contribuţiei de armătură sau cea care consideră interacțiunea dintre fundaţie şi teren.

Pentru construcţii fără subsol, se vor adopta soluţiile din Fig. 9.10.

Alegerea poziţiei de dispunere a centurii de beton armat se face în funcţie de poziţia în care se dezvoltă tensiunile de întindere în corpul fundaţiei (distribuţia momentelor încovoietoare în lungul fundaţiei).

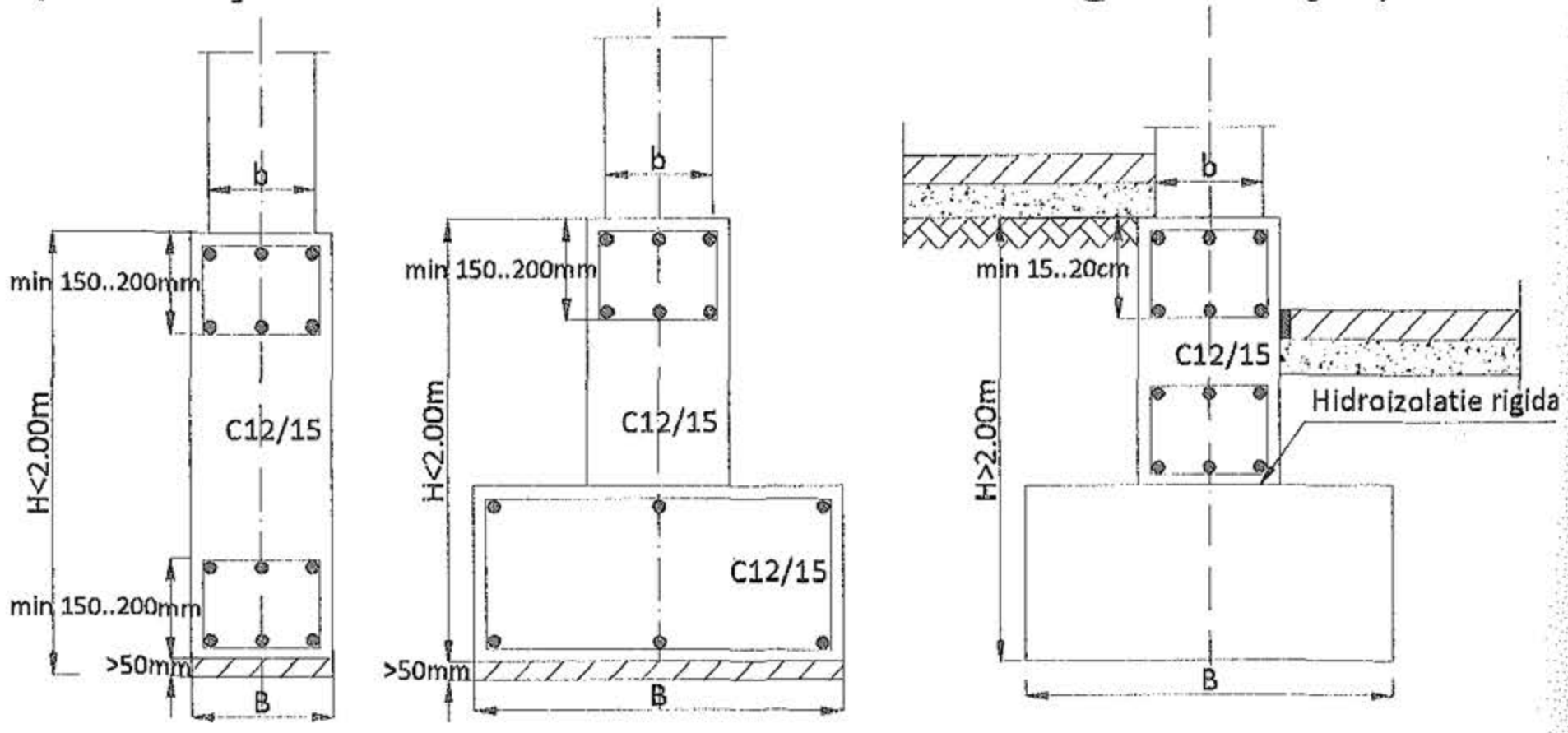


Fig. 9.10. Soluţii de rigidizare a fundaţiilor continue

Armătura din centuri va trebui să respecte următoarele prescripţii:

– Înălţimea minimă la centuri va fi de 150-200mm,

– La nivelul pardoselii parterului şi subsolului se va prevedea un sistem de centuri care va forma un contur închis. Aria armăturilor longitudinale din aceste centuri va fi cel puţin cu 20% mai mare decât aria armăturilor din centura cea mai puternic armată de la nivelul superior de pe acelaşi perete,

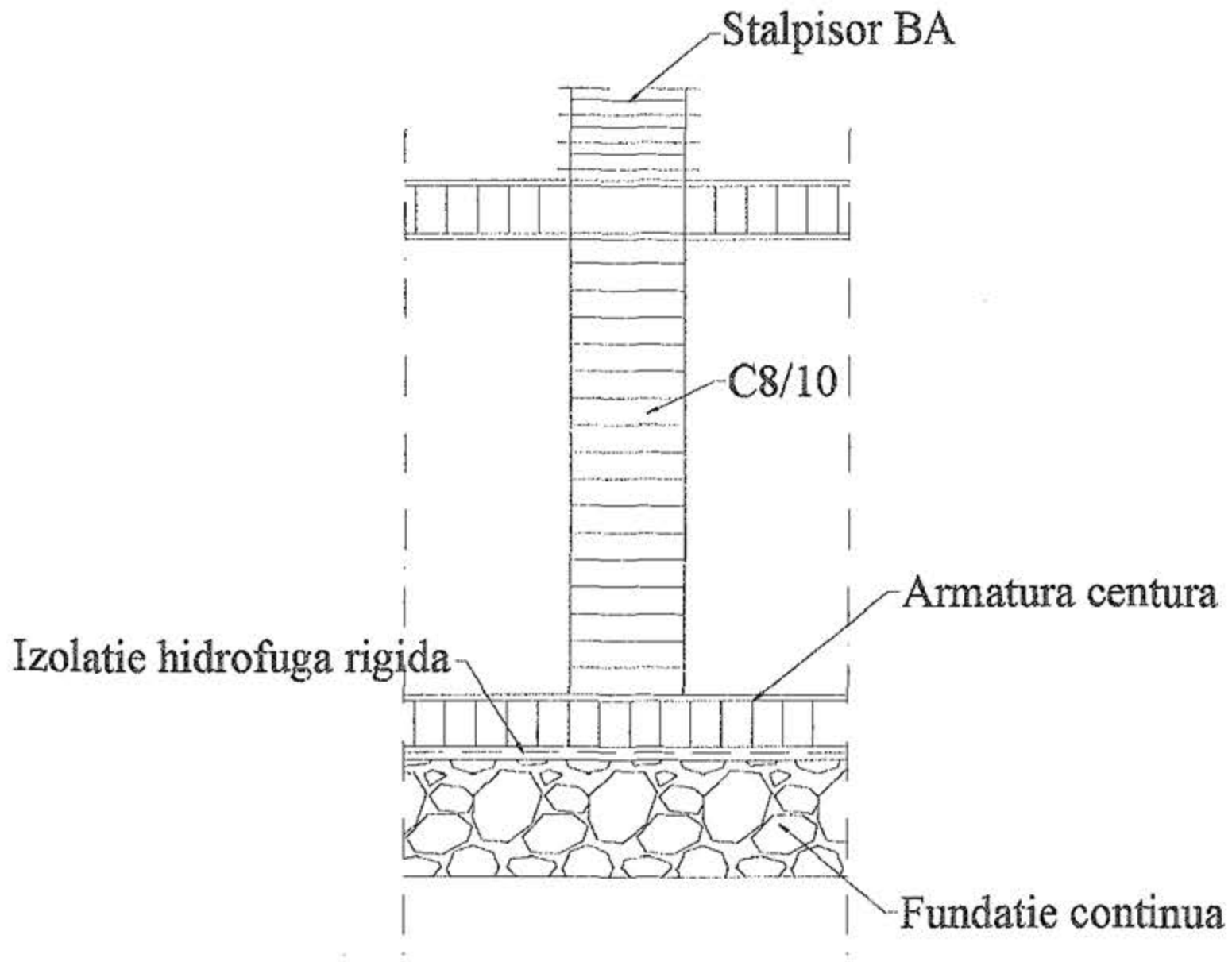


Fig. 9.11. Ancorarea armăturii din centuri în fundaţii

– Stâlpişorii de beton armat se vor conduce până în centura de la nivelul pardoselii subsolului. Mustăţile pentru elementele verticale de beton se vor ancora în soclu pe o lungime de min. 60ϕ, dar mai mare de 1.00m și se vor fasona cu cârlige, Fig. 9.11.

– Armătura din centuri se va alege în următoarele condiţii:

– Pentru B≤350mm, se vor dispune 4ϕ12mm.

– Pentru B≥350mm, se vor dispune 6ϕ12mm.

– Etrieri din bare de ø6mm la 200 - 300mm.

– Coeficientul minim de armare $\rho_{min} \geq 0{,}2\%$ (OB37) şi $A_{amin} \geq 4{,}6 cm^2$.

– Barele longitudinale din centuri trebuie să se petreacă pe o lungime de 45ϕ, respectând regula armării unghiurilor intrânde, Fig. 9.12.

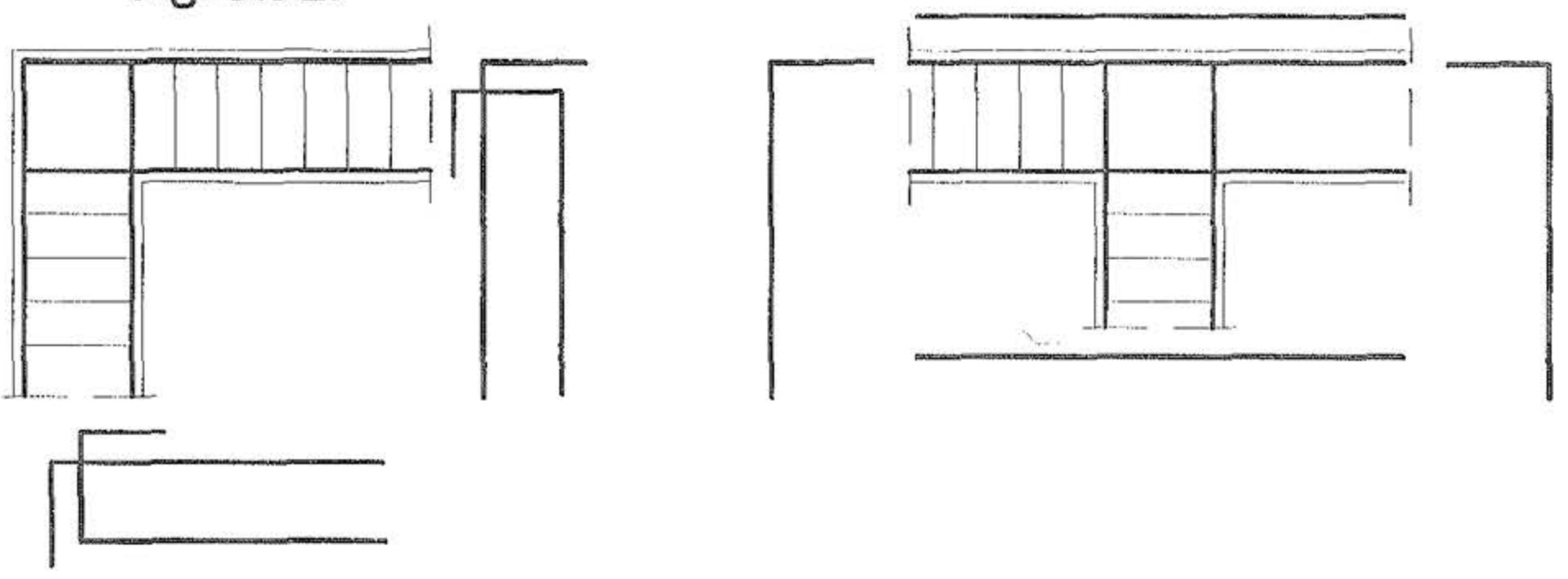


Fig. 9.12. Modul de dispunere a armăturilor din centuri la intersecţii

Dacă un zid primeşte încărcări diferite pe lungimea lui, necesitând lăţimi de fundaţie diferite, în punctul de trecere de la B1 la B2 se racordează fundaţiile prin teşituri la 45^0, Fig. 9.13.

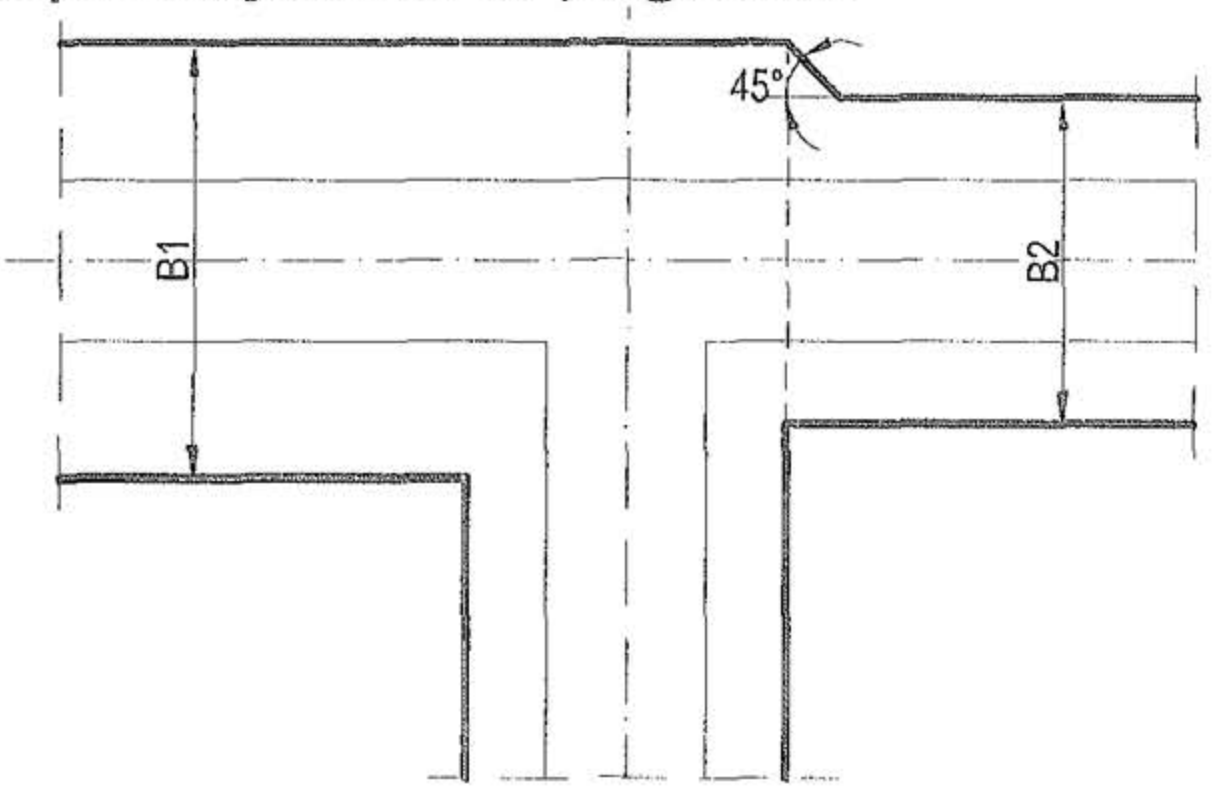


Fig. 9.13. Racordarea fundaţiilor

Pentru zidurile laterale, care în zonele de vecinătate (rost de tasare) se realizează excentrice faţă de ziduri, se recomandă ca racordarea fundaţiilor să se facă prin teşituri la 45^0 cu armare suplimentară pe această zonă, Fig. 9.14.

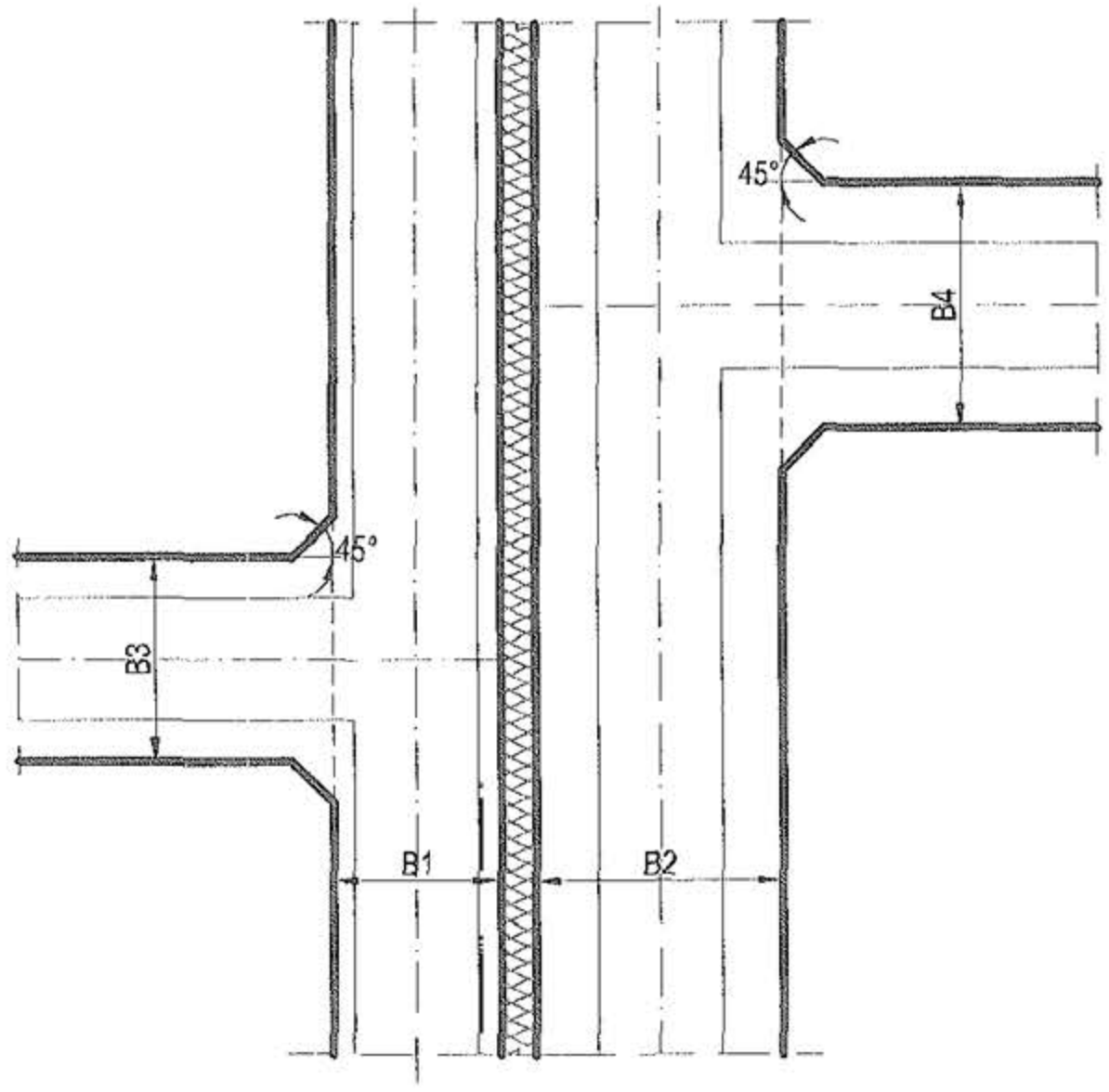


Fig. 9.14. Conformarea fundaţiilor pentru ziduri vecine

Pentru construcţii cu subsol, fundaţiile se realizează conform recomandării din Fig. 9.15.

Se vor respecta următoarele condiţii:

– Se vor prevedea ziduri longitudinale şi transversale (≤6,00m), care să alcătuiască un sistem spaţial cât mai simplu şi cât mai clar,

– Fundaţiile zidurilor se prevăd cu centuri de beton armat. Ele vor respecta aceleaşi recomandări ca şi la fundaţiile fără subsol,

– La partea superioară a zidului de subsol se va prevedea o centură de beton armat, legată cu placa de beton armat a planşeului,

– Golurile de uşi şi ferestre din pereţii de beton armat din subsol vor fi bordate cu armături suplimentare verticale a căror secţiune va fi cu cel puţin 20% mai mare decât armătura întreruptă în gol. În general se va prevedea o bordare: armătură verticală ≥ 4ϕ12 (PC52) / 4ϕ14 (OB37) şi armătură orizontală calculată pentru efectele locale (reacţiunea terenului/ încărcări aduse de suprastructură şi pentru forţa tăietoare adusă de conlucrarea teren-perete de subsol/suprastructură. Ancorarea acestor armături dincolo de marginea golului se va face pe o lungime de ≥ 50ϕ,

– Se va executa o hidroizolaţie orizontală a zidurilor, astfel încât să nu creeze în zid rosturi de lunecare între centuri (hidroizolaţie rigidă),

– Zidurile construcţiei se vor executa din cărămidă marca C10 cu mortar minim M5; în cazul în care zidul de peste fundaţie este din beton, acesta va fi de cel puţin clasa C12/15.

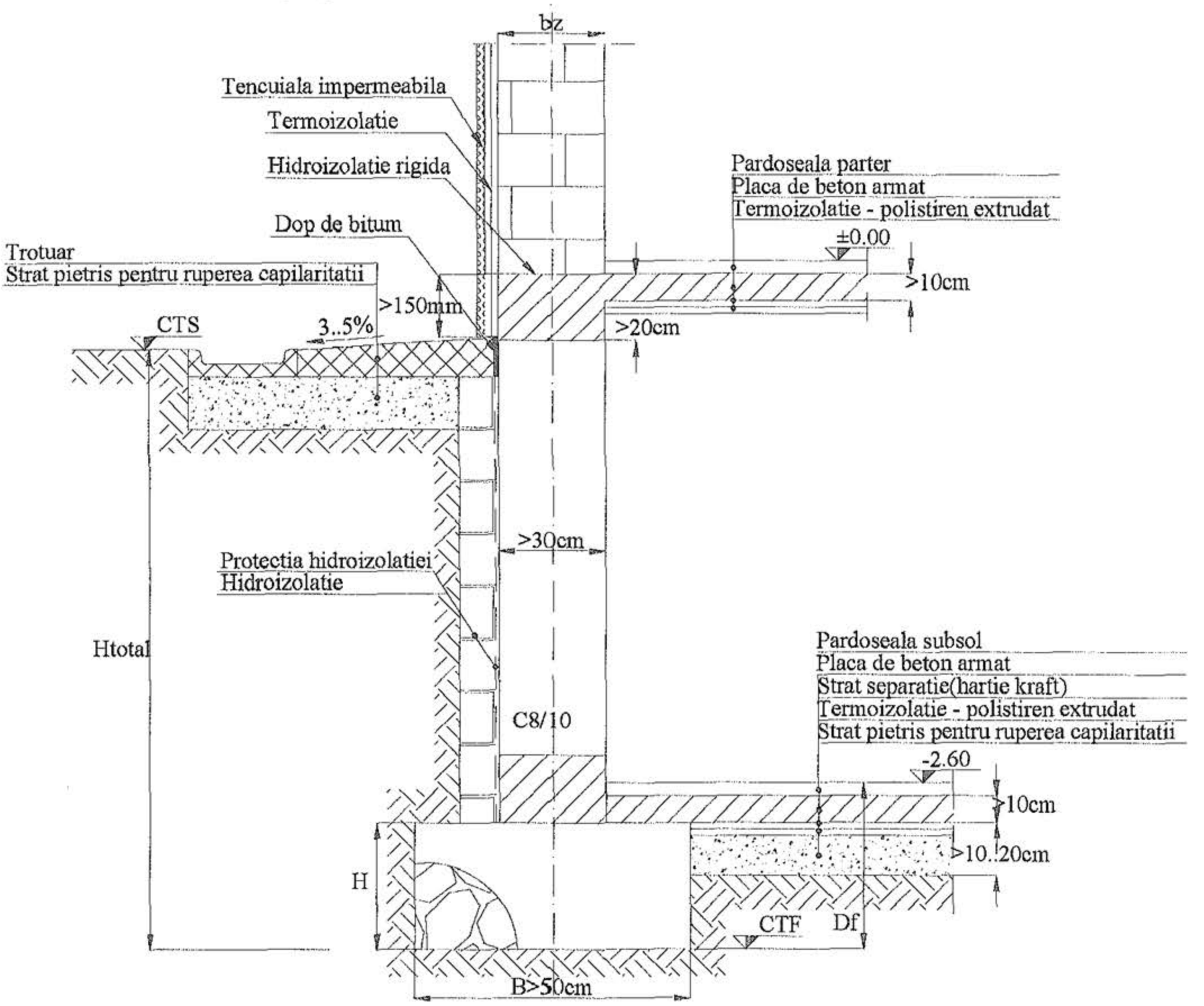
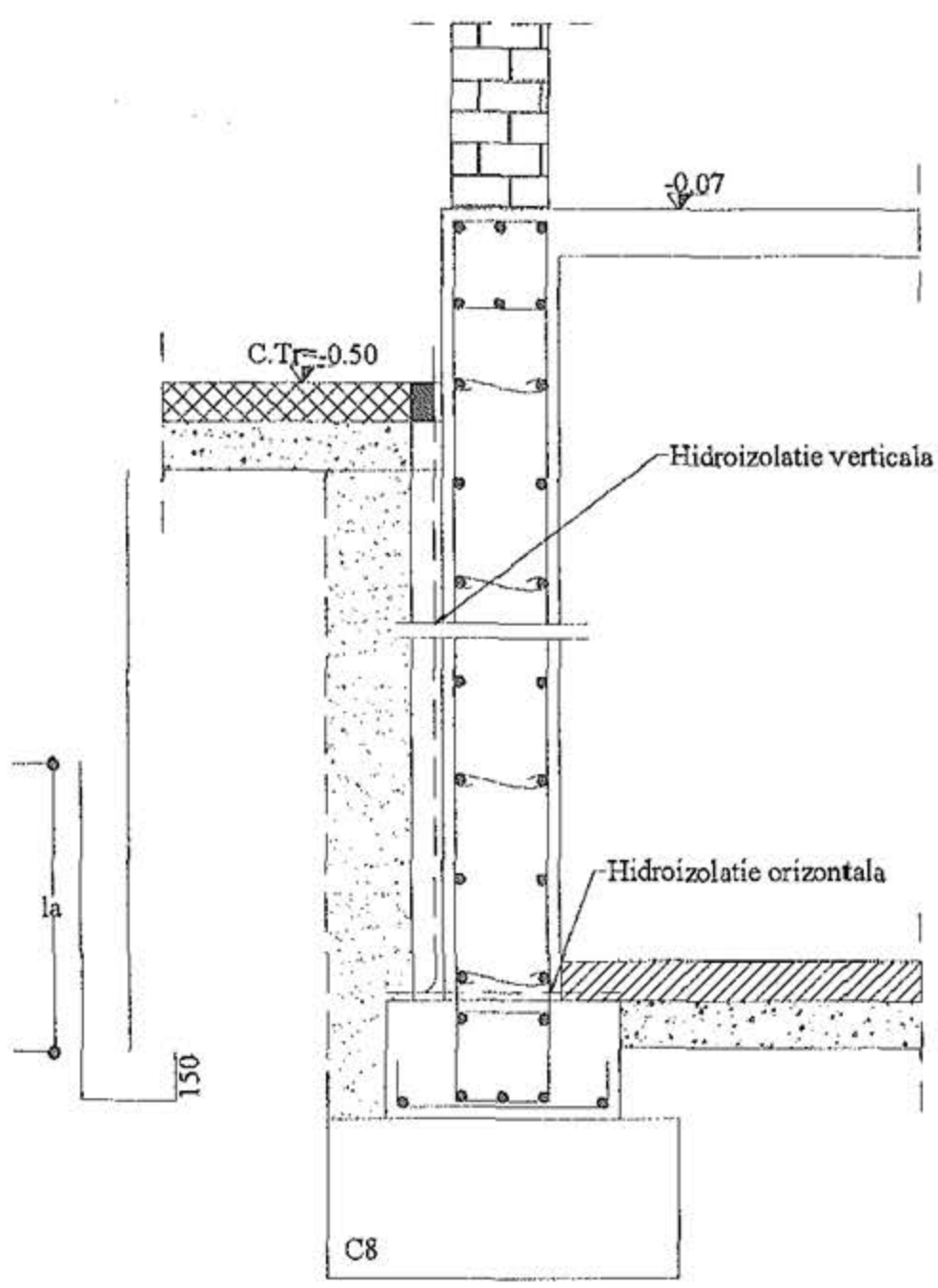


Fig. 9.15. Fundaţii pentru ziduri de subsol

Dacă peretele este acţionat de sarcini orizontale importante (împingerea pământului pe pereţii subsolului, solicitări din versanţi cu potenţial de alunecare), fundaţiile se vor prevedea obligatoriu cu armare pe toată înălţimea corpului fundaţiei, conform prevederilor de armare a fundaţiilor din zone cu seismicitate ridicată, Fig. 9.16. Armarea peretelui subsolului se va determina prin calcul, dar coeficienţii de armare vor avea următoarele valori minime: vertical – 0.20%; orizontal – 0.15%.

Pentru pereţi amplasaţi la baza versanţilor cu posibilităţi de alunecare, este obligatoriu ca pereţii dinspre taluz să rezeme cel puţin pe una din deschideri pe pereţi cu armare continuă pe toată înălţimea (de tip perete de beton armat). Se constituie astfel un ramfort de susţinere a terenului posibil alunecător, Fig. 9.17.



a. perete exterior b. perete interior

Fig. 9.16. Fundaţii în zone cu sarcini orizontale importante

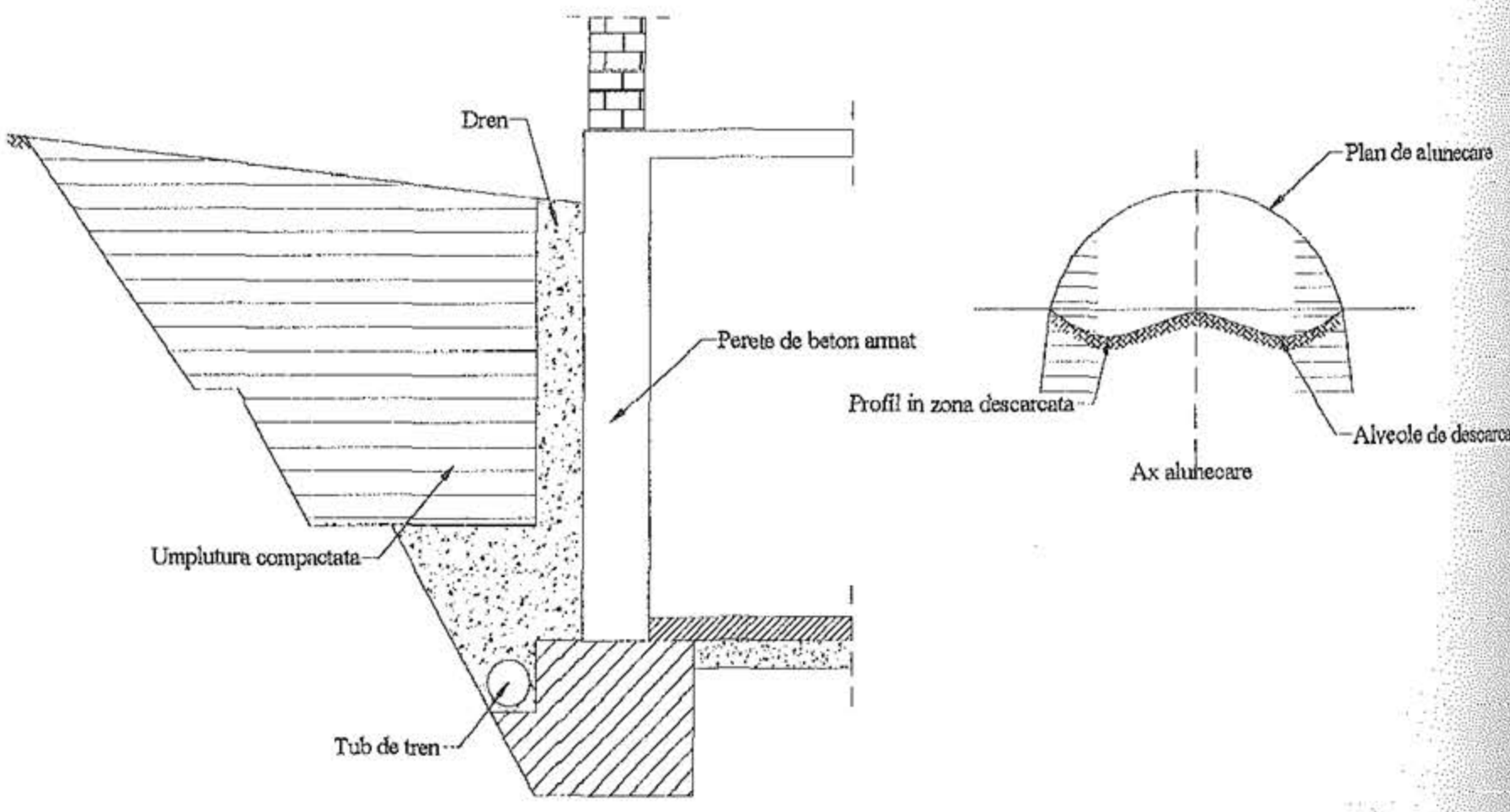


Fig. 9.17. Conformarea pereţilor în zone alunecătoare

Cu bune rezultate se recurge la descărcarea masivă a zonei active a versantului instabil; în general pe zona stânga - dreapta a zonei axului zonei alunecate. De asemenea, se pot construi ramforţi de barete de beton slab armat în zona de la baza versantului activ, pentru a fixa volumul de pământ de la piciorul versantului.

Chiar dacă nu se adoptă soluţia de armare a peretelui, se recomandă legarea centurilor de la partea inferioară şi superioară a peretelui cu stâlpişorii de beton armat care se vor continua şi în suprastructură, Fig. 9.18.

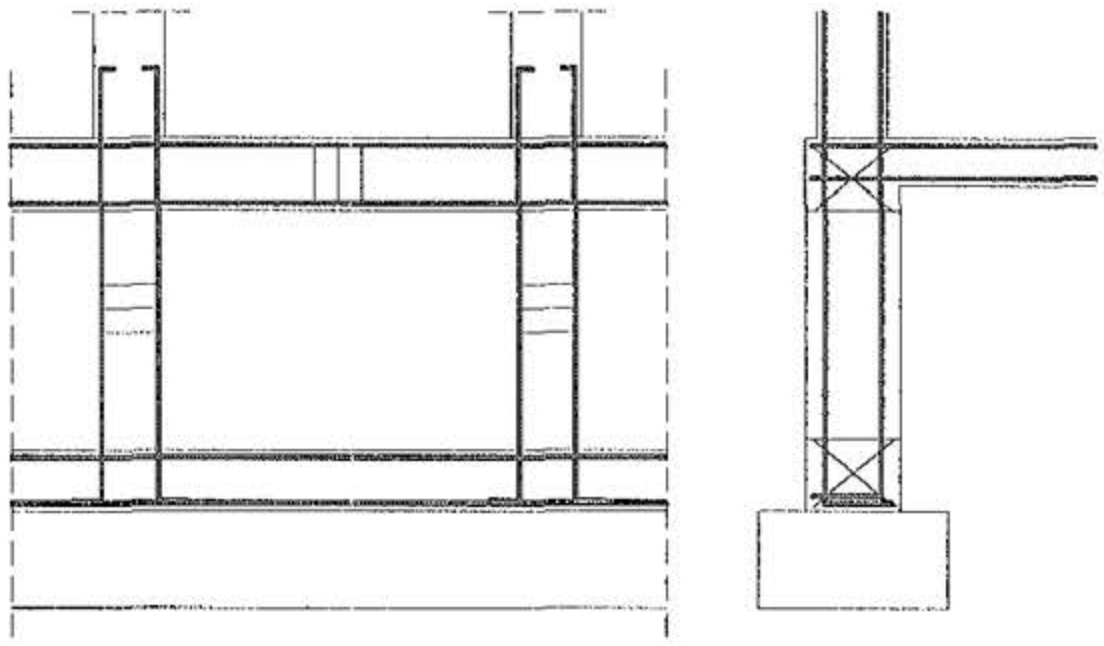


Fig. 9.18. Consolidarea infrastructurii cu centuri şi stâlpişori

În cazul în care fundaţia trebuie executată excentric (la limita de proprietate) sau în zona de cuplare, conformarea fundaţiilor pentru pereţi de subsol se va face conform Fig. 9.19.

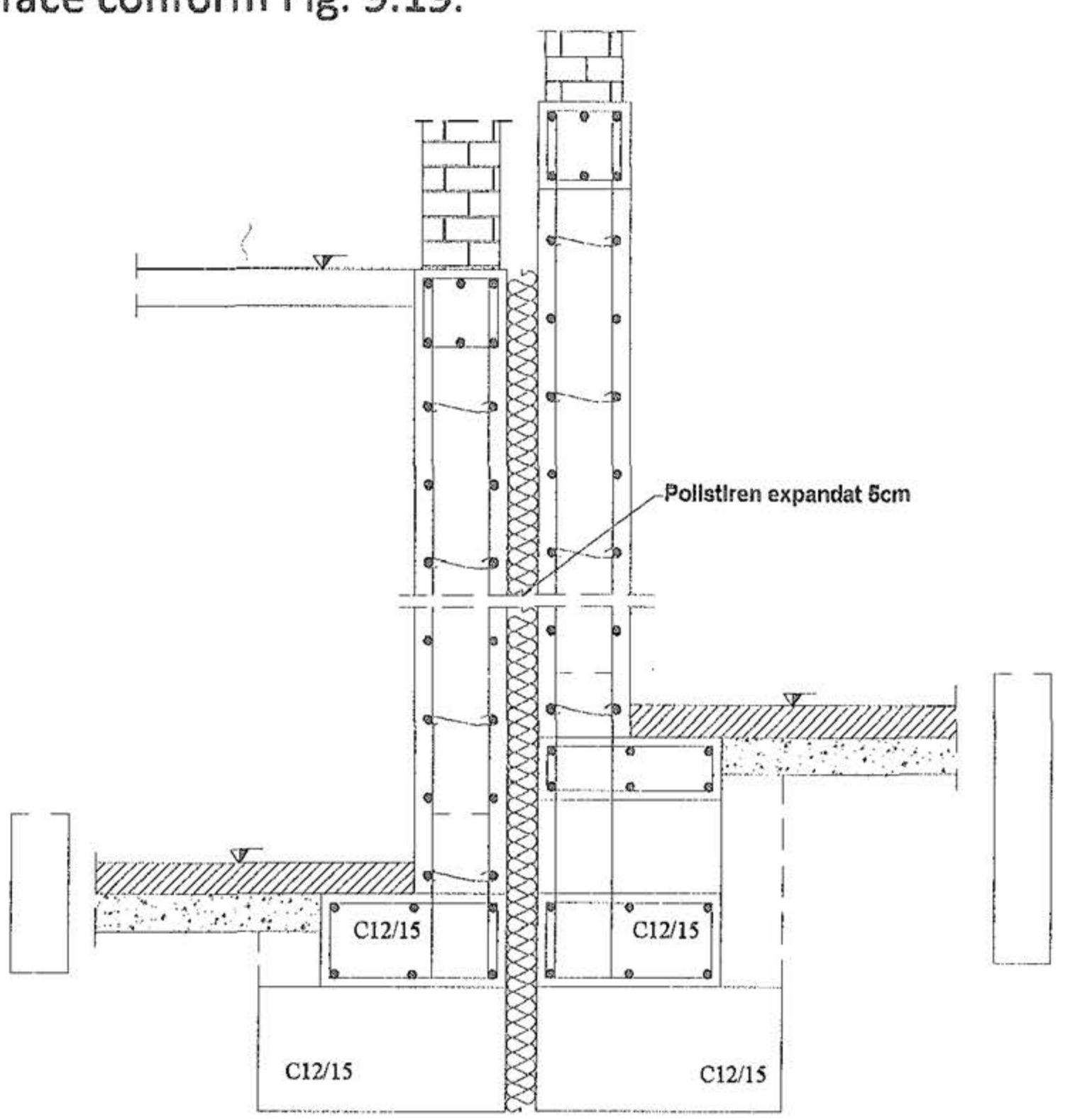


Fig. 9.19. Fundaţii cu cote a pardoselii denivelate

9.3. Fundaţii continue pentru construcţii cu pereţi portanţi amplasate pe pământuri cu contracţii şi umflări mari (pământuri contractile)

În cazul pământurilor contractile, ca efect al umflării datorate umezirii şi al contracţiei prin uscare apare pericolul degradării sau ruperii fundaţiilor, fenomen însoţit de apariţia de fisuri / crăpături în pereţii structurali din zidărie (NP 126 - 2010), Fig. 9.20.

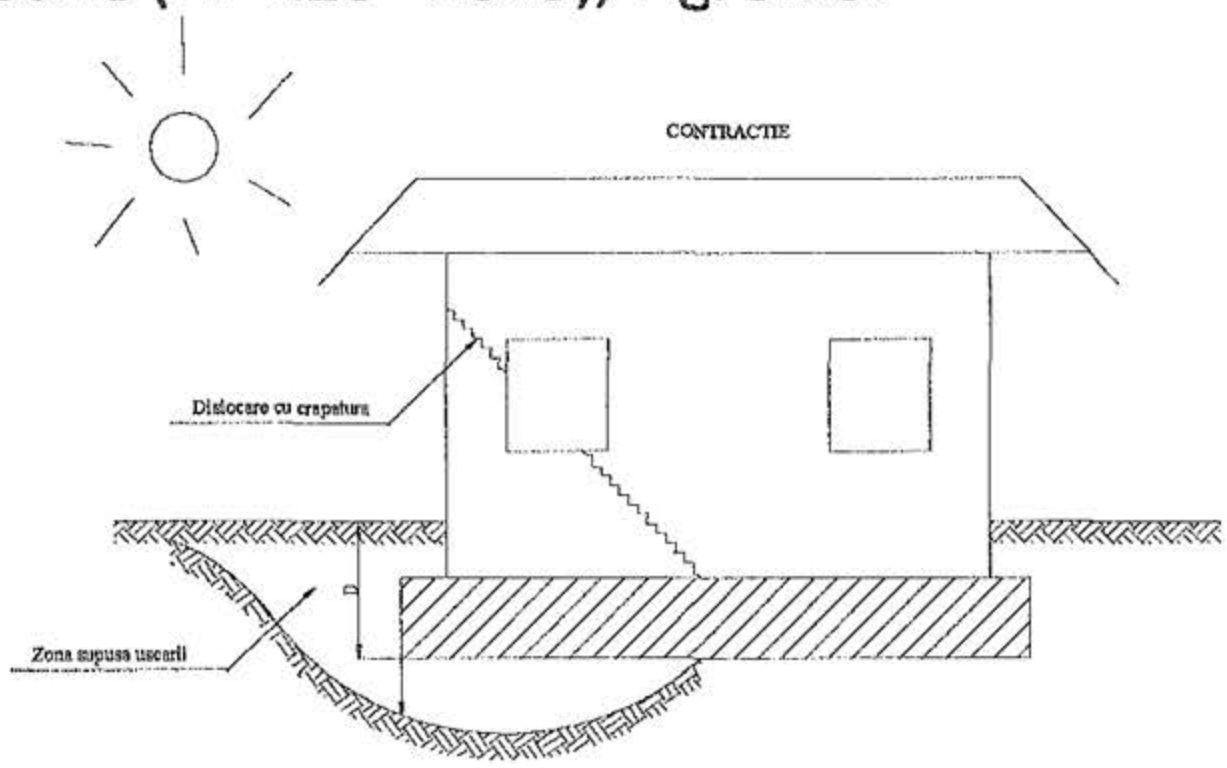


Fig. 9.20. Degradări datorită contracţiei pământului

La proiectarea fundaţiilor pe pământuri contractile se va urmări ca presiunea efectivă transmisă la teren să fie mai mare decât presiunea de umflare, Fig. 9.21.

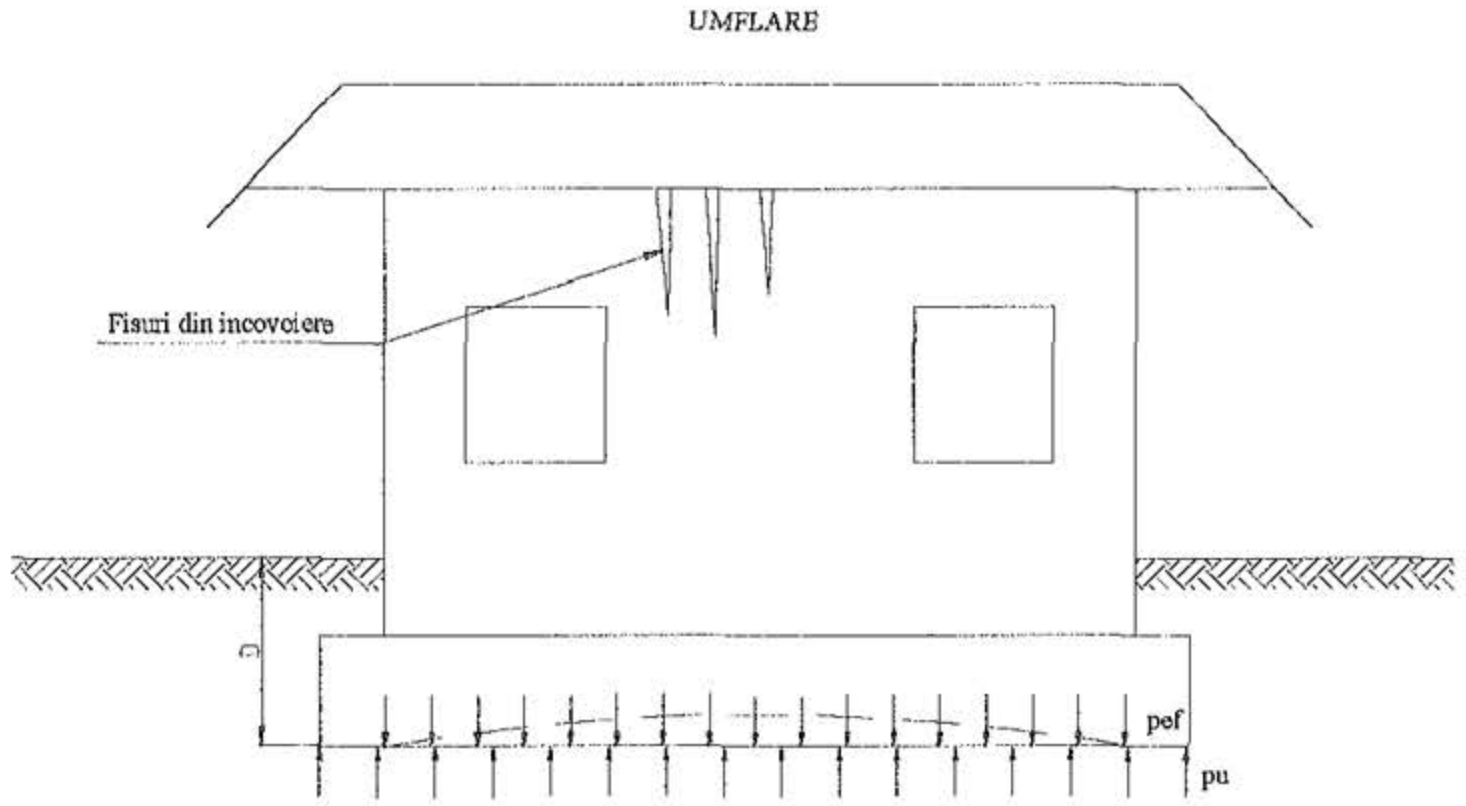


Fig. 9.21. Degradări datorită umflării pământului

Pentru prevenirea degradărilor fundaţiilor se recomandă să se respecte următoarele măsuri:

– Adâncimea tălpii fundaţiei $D \geq 1{,}50m$ pentru nivel al apelor subterane ridicat $H_W \leq 2{,}00m$ şi $D \geq 2{,}00m$ pentru nivel al apelor subterane

coborât $H_W \geq 2{,}00$m. Dacă talpa fundaţiei se află sub zona variaţiilor sezoniere de umiditate, fenomenul de contracţie sau umflare nu va afecta fundaţia.

– Rigidizarea fundaţiei continue prin intermediul unor centuri prevăzute la partea superioară a fundaţiei. Centurile se realizează cu o înălţime de 15-20cm, din beton C12/15 şi armate simetric cu minim 4ϕ12mm din OB37 (2X2ϕ12 / 2X3ϕ12), Fig. 9.22.

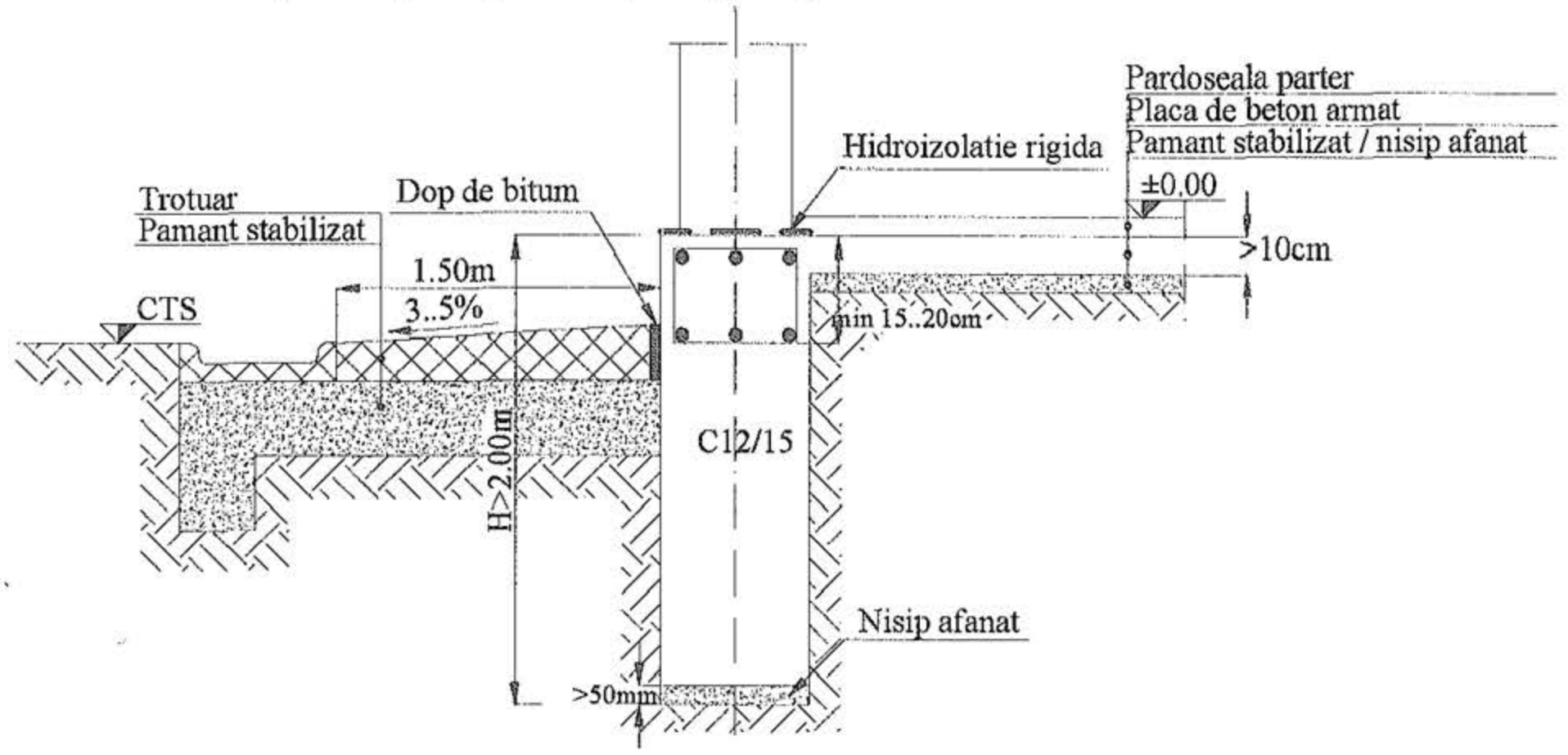


Fig. 9.22. Conformarea fundaţiei continue în pământuri contractile

– Pentru structuri cu stâlpi de beton armat şi fundaţii izolate se recomandă prevederea unor grinzi de fundare, care să lege fundaţiile izolate de pe una sau două direcţii, Fig. 9.23.

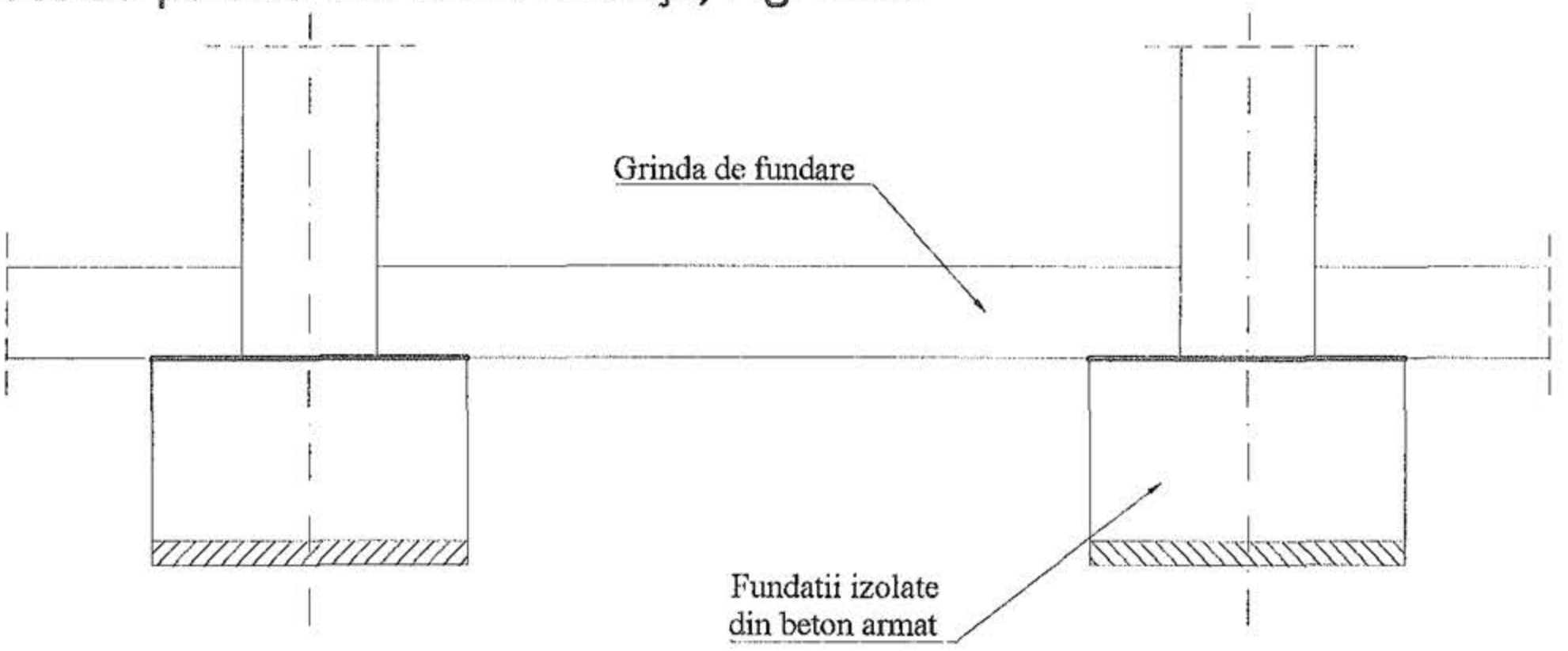


Fig. 9.23. Fundaţii izolate în pământuri contractile

– În cazul în care avem fundaţie cu bloc şi cuzinet, grinda de fundare se dispune în continuarea cuzineţilor de beton armat.

– Rigidizarea suprastructurii se va realiza cu centuri la nivelul fiecărui planşeu, stâlpişori de beton armat în structură, subsol monolit. Conform SR EN 1992 -1, centurile periferice trebuie să fie capabile să reziste la efortul de întindere.

$$F_{fie,fac} = l_1 \cdot q_1 \leq Q_2 \tag{9.1}$$

în care: $F_{fie,fac}$ - efortul de întindere în centură; pentru acţiuni accidentale,

l_1 - lungimea traveei marginale (faţadă),

$q_1 = 20kN/ml$

$Q_2 = 150kN$.

– Săpătura pentru realizarea fundaţiei va fi cu 40...50cm mai largă decât conturul fundaţiei, spre exterior, zona umplându-se ulterior cu pământ stabilizat(pământ natural + 30% nisip sau pământ natural + 3...5% var). Ultimii 30cm ai săpăturii se fac imediat înaintea turnării betonului, Fig. 9.24.

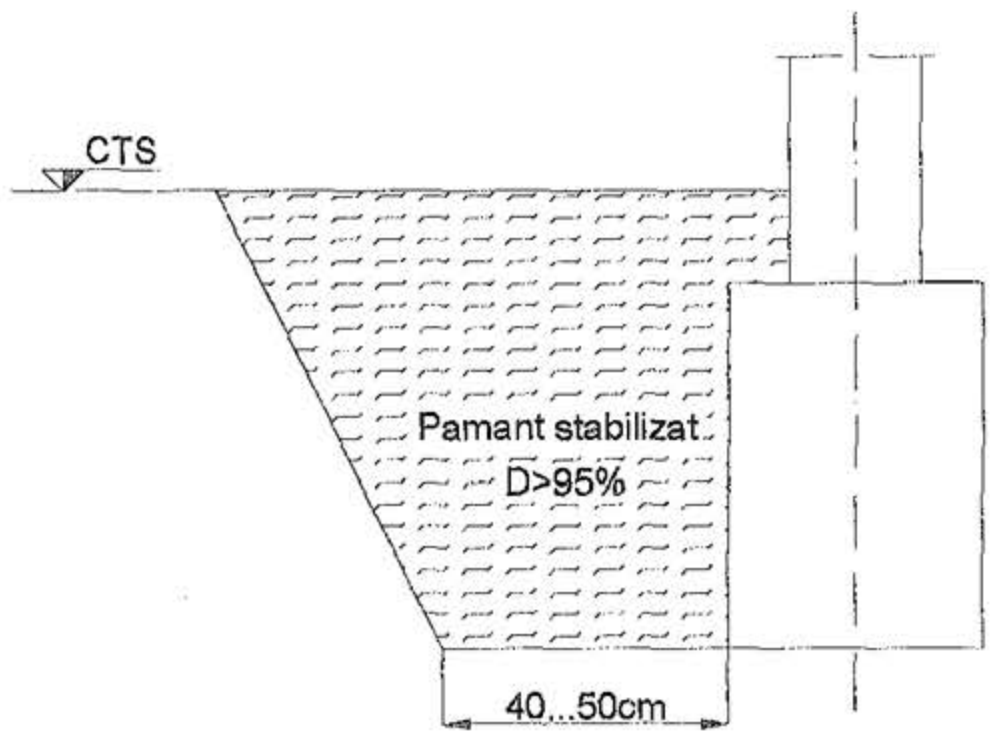


Fig. 9.24. Executarea umpluturii în jurul fundaţiei

– Pentru amenajarea terenului înconjurător se va prevedea un trotuar impermeabil de protecţie de min. 1,00m, cu pantă de 5% spre exterior; acesta se aşează pe un strat de 20cm de pământ stabilizat şi se prevede la margine cu un pinten de 20x40cm, Fig. 9.22.

În cazul în care se prevede executarea unui trotuar din pavele, pentru împiedicarea accesului apei în terenul de fundare se propune executarea unei hidroizolaţii din geomembrană sub sistemul de trotuar, Fig. 9.25.

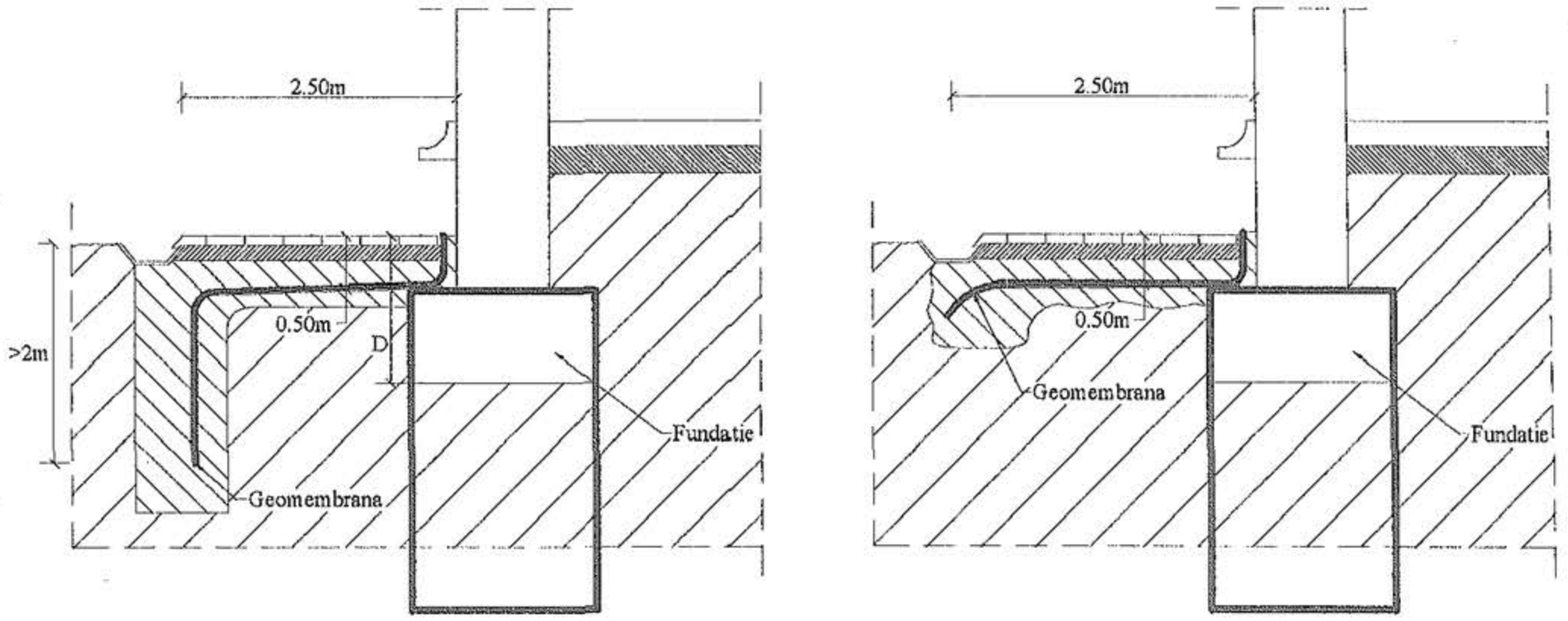


Fig. 9.25. Protecţia terenului cu geomembrane

– Sub pardoseala parterului/subsolului stratul de pietriş se înlocuieşte cu pământ stabilizat sau nisip grăunţos curat, afânat, pentru a prelua contracţia şi umflarea pământului. Spaţiul rămas liber între fundaţie şi perete se va umple cu pământ stabilizat.

– Se va asigura eliminarea apelor de pe amplasament prin drenuri, canale, care să nu permită stagnarea apei în jurul construcţiei (>10m). Toţi arborii aflaţi la distanţe mai mici de 3...5m de construcţie trebuie dezrădăcinaţi şi eliminaţi. Grădinile vor trebui amplasate la distanţe mai mari de 10m de construcţie.

Proiectul va cuprinde măsuri speciale ce trebuie luate în timpul execuţiei:

– Execuţia construcţiei să se facă pe cât posibil într-un timp în care nu sunt de aşteptat variaţii mari ale umidităţii pământului (primăvara sau toamna).

– Amplasamentul să fie curăţat şi nivelat înainte de începerea săpăturilor, astfel încât să nu se permită stagnarea apelor meteorice.

– Turnarea betonului în fundaţii să se facă imediat după terminarea săpăturilor pentru a nu se modifica umiditatea terenului de fundare.

O atenţie deosebită trebuie acordată dimensionării elementelor de construcţie care sunt în contact (lateral) cu pământuri contractile. Datorită fenomenului de umezire împingerea laterală a pământurilor contractile poate conduce la o valoare a coeficientului de împingere de până la 0.8, mult mai mare decât valoarea lui k_a sau k_0.

De asemenea prin uscare se poate produce o dezlipire a masei de pământ de perete, în acest spaţiu putând să se infiltreze o cantitate de apă

care va da o împingere hidrostatică (k_0=1) şi pericolul unei străpungeri prin permeabilitate a betonului sau pardoselii.

Având în vedere posibilitatea apariţiei apei de infiltraţie în terenul din zona variaţiilor sezoniere de umiditate, se recomandă ca înafara prevederii unei hidroizolaţii orizontale şi verticale să se prevadă drenuri de colectare şi eliminare a apei din teren, Fig. 9.26.

Având în vedere adâncimea minimă la care se impune plasarea tălpii fundaţiei (D≥2,00m), o soluţie recomandată este aceea de a adopta o fundaţie cu descărcare pe reazeme izolate, (Capitolul 8.9).

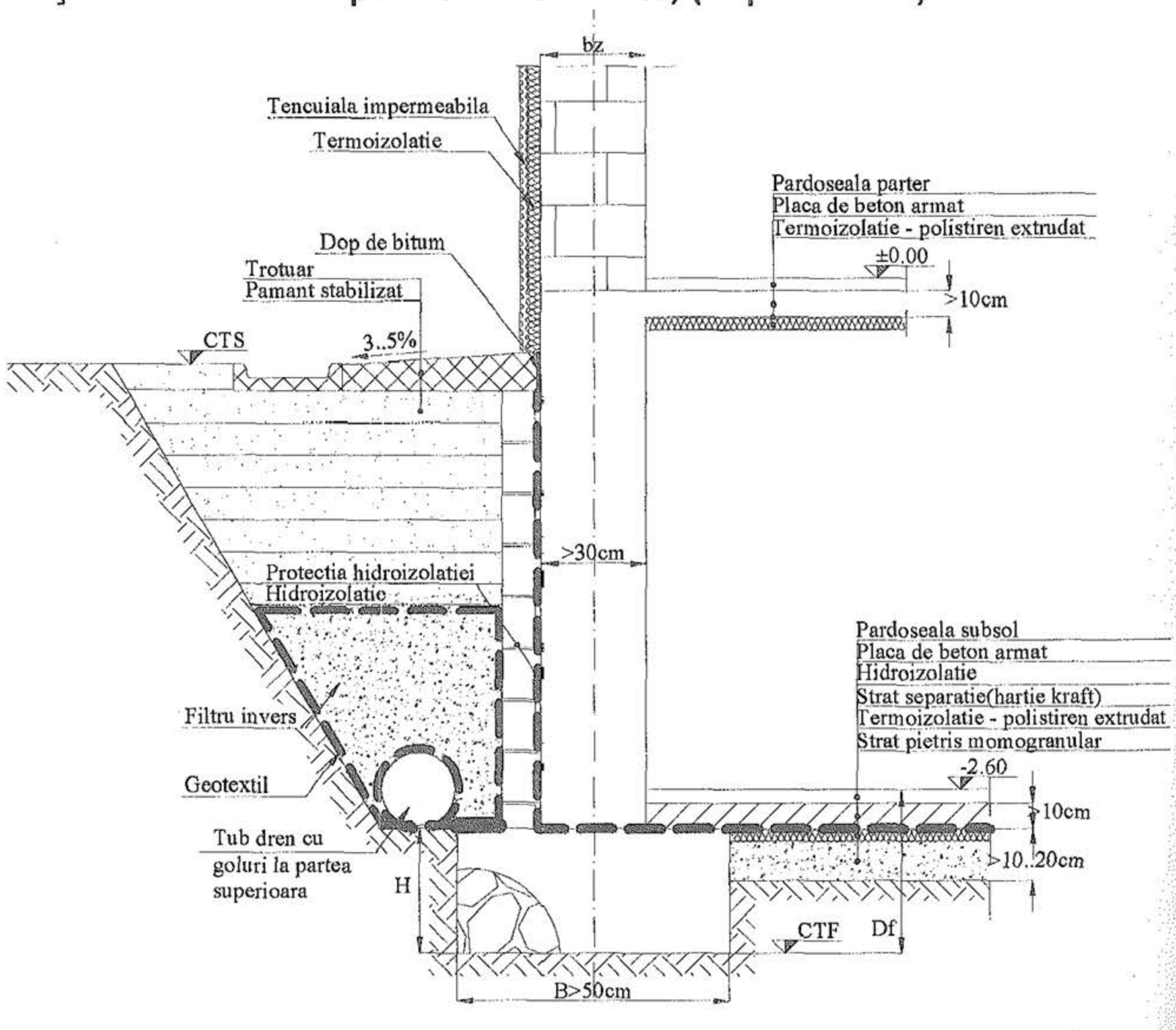


Fig. 9.26. Hidroizolarea pereților exteriori la subsol

9.4. Fundații pentru construcții amplasate pe pământuri macroporice sensibile la umezire (PSU)

Pământurile sensibile la umezire (PSU) sunt pământuri care sub acţiunea încărcărilor transmise de fundaţie sau numai sub greutatea

proprie, se tasează suplimentar odată cu creşterea umidităţii. În această categorie se includ loessurile şi pământurile loessoide.

Loessul este un pământ nestratificat sau slab stratificat, în general de culoare gălbuie deschisă sau mai închisă: ruginie, cenuşiu-gălbuie, cu porozitate mare (40-60%), datorită unor pori vizibili (macropori) şi datorită unor canale verticale existente în masa pământului. Are în compoziţie până la 25% nisip fin, peste 60% praf şi argilă 15-20%.

În completare, la compoziţia lor iau parte mai multe săruri ($CaCO_3$) care leagă particulele minerale la contactul lor.

În funcţie de modul de apariţie a tasărilor suplimentare, loessurile se clasifică în două grupe:

– Grupa A: terenuri la care tasarea suplimentară din umezire se produce în limitele zonei de deformaţie a fundaţiilor şi se datorează încărcărilor date de fundaţie, în timp ce tasările din greutatea proprie nu depăşesc 5cm.

– Grupa B: terenuri la care este posibilă apariţia tasărilor suplimentare prin umezirea sub greutate proprie a pământului, pe lângă tasările suplimentare care apar în limita zonei de deformaţie a acestora.

Prăbuşirea pachetului de straturi de pământuri macroporice apare prin înmuierea $CaCO_3$ care leagă particulele minerale şi le rearanjează într-o structură mai compactă, Fig. 9.27.

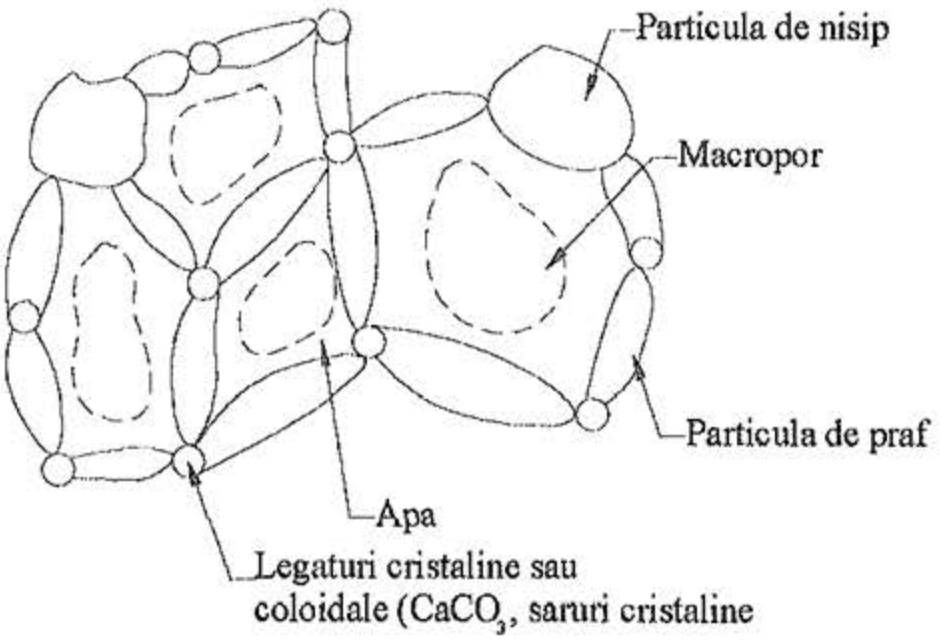


Fig. 9.27. Structura pământurilor macroporice

Având în vedere particularităţile acestor pământuri, fundarea în astfel de terenuri trebuie făcută luându-se o serie de măsuri suplimentare faţă de cazurile obişnuite. Fundarea construcţiilor pe pământuri loessoide se poate realiza în două moduri:

9.4.1. Fundarea directă (fără luarea de măsuri suplimentare la terenul de fundare şi la suprastructură)

Aceasta poate fi adoptată numai dacă umezirea terenului de fundare este exclusă (procese tehnologice, instalaţii etc.). În aceste situaţii se vor adopta numai măsuri de îndepărtare a apelor meteorice în perioada de execuţie şi exploatare. De asemenea se impune ca în zona amplasamentului să nu existe posibilitatea ridicării nivelului apei subterane. Investigarea terenului pentru identificare acestui tip de pământ se face în conformitate cu recomandările NP 125-2010.

Fundarea directă se recomandă în următoarele situaţii:

a. construcţii din clasele de importanţă III şi IV fundate pe terenuri de categoria A.

b. construcţii din clasa de importanţă II, fundate pe teren din categoria A dar cu sensibilitate redusă la umezire ($i_{m3} \leq 3\%$)

c. construcţii din clasa IV, fundate pe terenuri din categoria B cu posibilitate redusă de umezire.

În toate situaţiile enumerate se vor adopta următoarele măsuri:

– evitarea infiltrării apelor în teren (precipitaţii sau tehnologice),

– măsuri de rigidizare a structurii pentru limitarea tasărilor neuniforme din umezire.

În toate situaţiile în care se poate adopta soluţia de fundare directă se vor respecta următoarele adâncimi minime de fundare, Tabelul 9.1 (Răileanu, 2000).

Tabelul 9.1. Valorile adâncimii minime de fundare

Valoarea adâncimii minime de fundare $D_{f\,min}$			
Clasa de Importanță	Fundații		Talpa fundației se găsește sub pardoseală la o adâncime de (m)
	Exterioare	Interioare	
I-II	1.50-2.50	1.00-2.00	0.80-1.20
III-IV	1.00-1.50	0.60-1.00	0.80-0.60

Valorile orientative ale presiunilor acceptabile pentru construcţii din clasele III şi IV se dau în Tabelul 9.2.

Tabelul 9.2. Valorile presiunii acceptabile

Încărcare	Centrică	Excentrică	Gruparea specială
P_{acc}, daN/cm^2	1,5	1,5x1,5=1,73	1,5x1,3=1,95

Valorile din Tabelul 9.2 sunt date pentru terenuri care îndeplinesc condiţiile: $S_r \leq 0.6$; $D>D_{min}$; B=1,00m.

Pentru latura minimă de 0,60m valoarea presiunii acceptabile de calcul se consideră egală cu $2/3p_{acc}$. Valoarea presiunii acceptabile de calcul nu se măreşte pentru adâncimi mai mari decât $D_{f,min}$.

O problemă importantă privind eliminarea pericolului apariţiei fenomenelor de prăbuşire a structurii pământurilor macroporice este adoptarea unor măsuri de evitare a inundării terenului. Se vor adopta următoarele măsuri:

– Asigurarea scurgerii apelor de suprafaţă în afara zonei construite prin realizarea unei sistematizări verticale corespunzătoare, atât în timpul execuţiei dar şi al exploatării (≥50m),

– Se vor adopta măsuri pentru evitarea pierderilor din conductele de alimentare cu apă (protejare în canale de protecţie, materiale corespunzătoare, poziţia de amplasare a reţelelor în teren, spaţii verzi, spaţii sub trotuare etc.),

– Distanţa minimă faţă de fundaţiile clădirilor cu reţele hidroedilitare este de 3,00 m pentru cele montate direct în teren şi 1,50m pentru cele montate în canale de protecţie,

– Pentru împiedicarea pătrunderii apei în săpătură se vor prevedea şanţuri de scurgere, groapa de colectare a apei şi chiar îndepărtarea pământului cu o umiditate mai mare de 18%,

– După terminarea lucrărilor de infrastructură, umpluturile din jurul fundaţiilor şi pereţilor subsolului se execută imediat, după care se amenajează rigole cu panta de 2% şi trotuare de 1,50m lăţime, cu bordura de minim 10cm şi panta de 3%.

Pentru pământurile macroporice având $S_r \leq 0.6$ dar care pot suferi umeziri în timpul exploatării, valoarea presiunii acceptabile se va lua după cum urmează:

– p_{acc} = 0.4-0.6 daN/cm^2 - pentru pământuri macroporice formate din loessuri,

– p_{acc} = 0.7-1.0 daN/cm^2 - pentru pământuri loessoide,

– p_{acc} = 1.1-1.5 daN/cm^2 - pentru argile prăfoase loessoide.

9.4.2. Fundarea pe pământ îmbunătăţit

Soluţia constă în consolidarea pământului şi înlăturarea sensibilităţii la umezire pe întreaga grosime a pachetului sensibil sau numai pe zona în care se pot produce tasări suplimentare (pământuri din grupa A). Soluţiile posibile sunt:

a. Folosirea saltelelor de pământ macroporic compactat, Fig. 9.28.

Realizarea pernei de pământ se va face după ce în prealabil s-a făcut o compactare a terenului natural.

Determinarea grosimii pernei (Hp) se face din condiţia:

$$\sigma_z + \sigma_{gz} \leq p_0 \qquad (9.2)$$

în care: p_0 - este presiunea structurală a pământurilor macroporice determinată conform normativului NP 125-2010,

σ_z - efortul unitar vertical determinat la talpa pernei din presiunea netă de la talpa fundației (p_n),

σ_{gz} - presiunea geologică la talpa pernei.

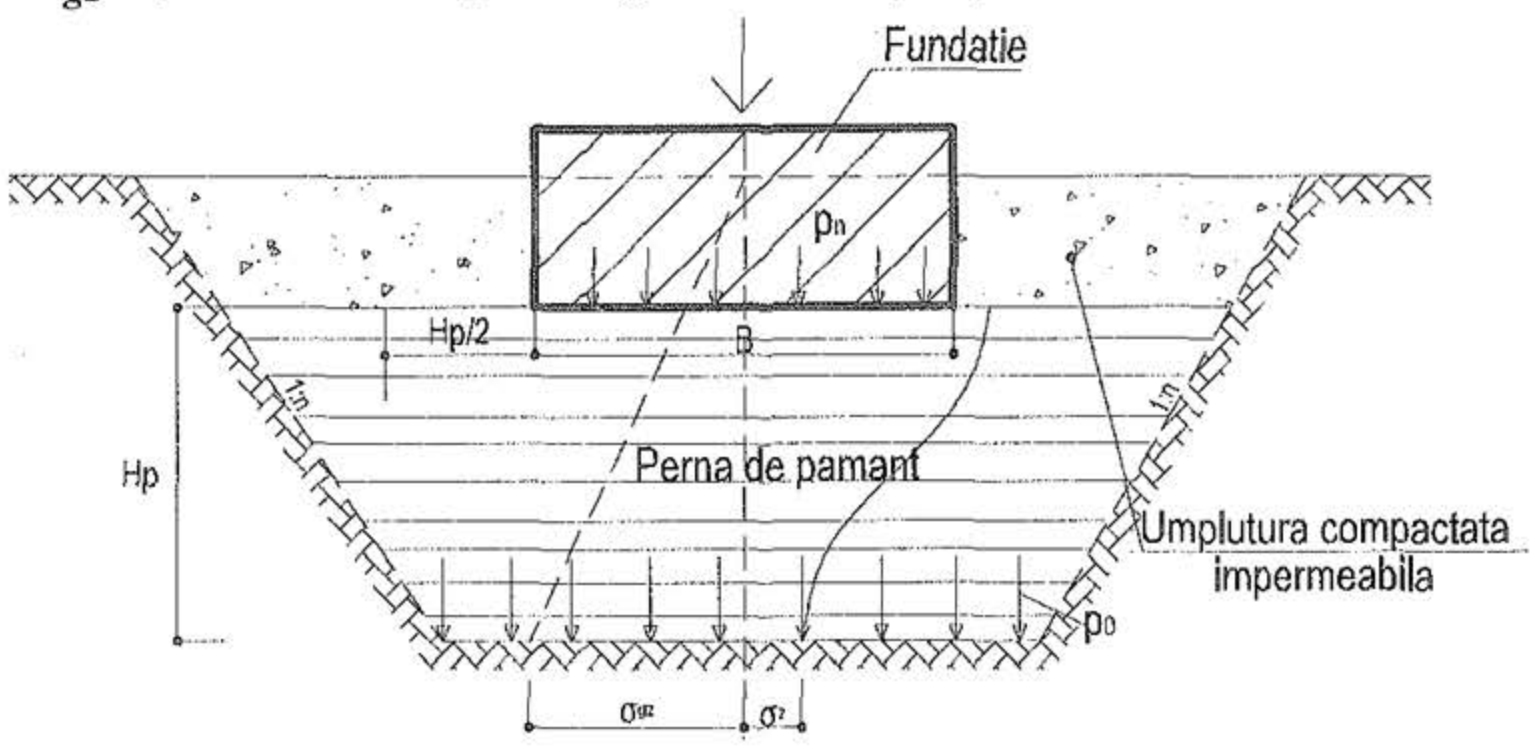


Fig. 9.28. Soluţia pernei de pământ compactat

Presiunea netă admisă aplicată la talpa superioară a pernei se consideră p_n=200KPa. Compactarea terenului natural şi a materialului din pernă se va face cu una din metodele recomandate în normativul C29-85.

9.4.3. Coloane de pământ

Acest procedeu de fundare se recomandă în cazul unei grosimi mari a pachetului de pământuri macroporice (< 10...15m), Fig. 9.29.

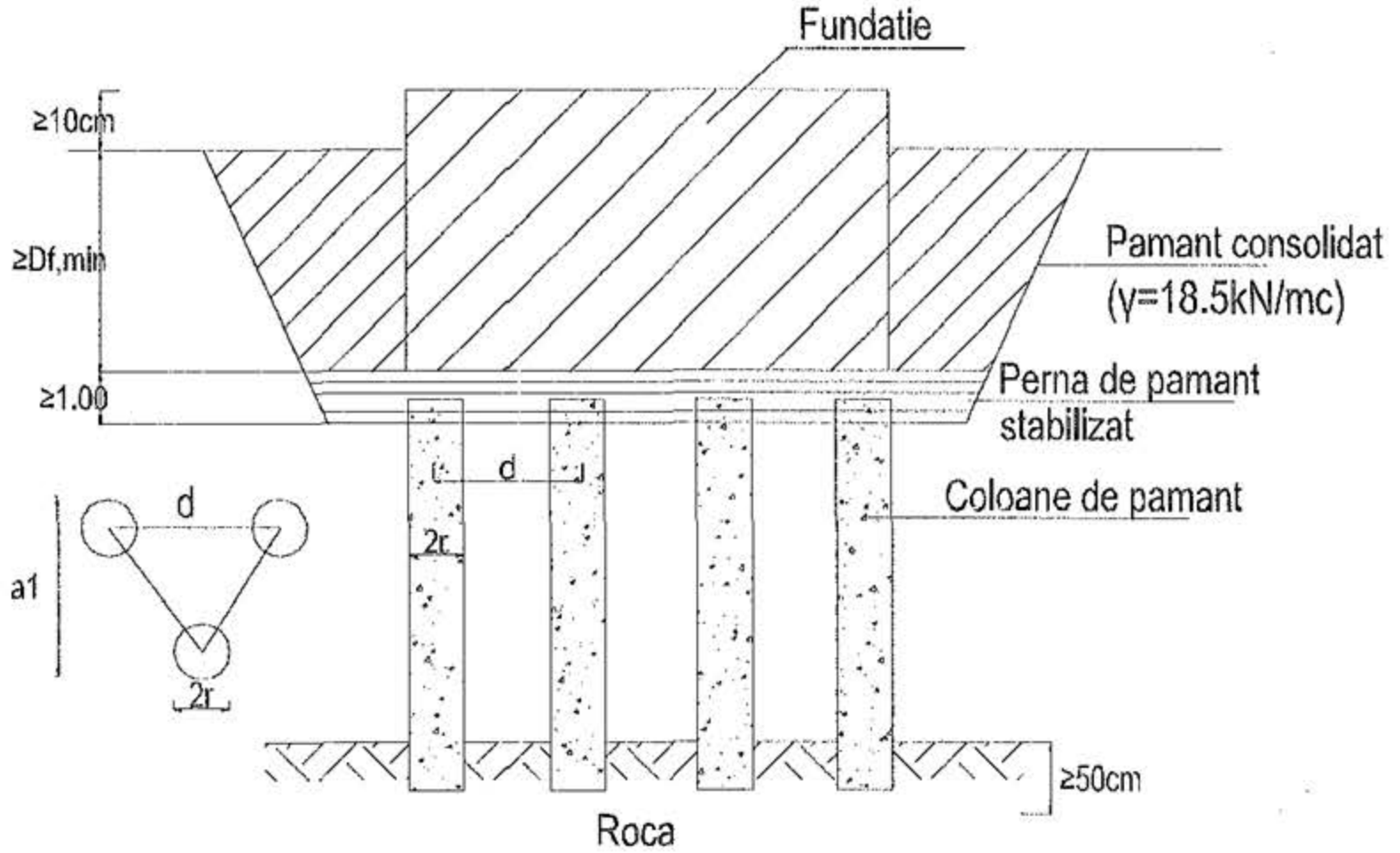


Fig. 9.29. Soluţia cu pernă de pământ stabilizat şi coloane de pământ

Realizarea coloanelor din pământ se face după următoarea tehnologie:

– Se forează un gol în pământ cu ajutorul unei foreze percutante,

– Se umple golul cu un pământ bine compactat. Umplerea se poate face cu o foreza percutantă, care prin baterea coloanei de pământ realizează şi îndesarea pământului pe orizontală. În ultimii ani s-au realizat asemenea coloane de pământ folosind un utilaj (de ex. Keller) care concomitent cu executarea golului realizează şi umplerea lui cu un pământ necoeziv (pietriş/piatră spartă) consolidată cu liant (ciment/var).

În cazul folosirii materialului din amplasament, acesta se aduce la o umiditate optimă de compactare, de regulă egală cu:

$$w_{opt} = w_p + (1-2)\% \tag{9.3}$$

unde: w_p – limita inferioară de plasticitate.

Distanţa la care se dispun piloţii de pământ este egală cu:

$$d = 1.90 \cdot r \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{fd}}{\gamma_{fd} - \gamma_i}} \tag{9.4}$$

unde: r – raza pilotului (de regulă 2r=40cm),

γ_i - greutatea volumică a pământului în stare iniţială,

γ_{fd} - greutatea volumică a pământului după consolidare ($\gamma_{fd} = 16.5 kN/m^3$).

În general rezultă o distanţă între piloţi de 1.00m, iar cea dintre şirurile de piloţi de 0.85m la un n_i =47-50% şi un n_f =40%.

Se consideră:

$$\gamma_{fd} = \gamma_s \cdot (1-n_f)(1+w_{opt}) \tag{9.5}$$

$$\gamma_i = \gamma_s \cdot (1-n_i)(1+w_{opt}) \tag{9.6}$$

9.4.4. Calculul structurilor amplasate pe pământuri loessoide

Datorită deformabilităţii terenului care a fost supus umezirii, construcţiile amplasate pe asemenea terenuri trebuie calculate la tasări neuniforme. Pentru calculul structurilor au fost adoptate mai multe scheme de calcul.

Indicaţii privind schemele de încărcare şi modul de calcul a ansamblului structural se vor adopta din lucrările: Ciornei(2000), NP 125 - 2010, Popa (1990).

9.5. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe pământuri cu conţinut de materii organice

Pământurile cu conţinut de materii organice sunt pământuri de formaţie recentă. Din această categorie fac parte: mâlurile, nămolurile, pământurile turboase şi turba. Ele se diferenţiază prin conţinutul de materii organice (5...60%). Conform normativului NP 074, toate pământurile care se încadrează în această grupă fac parte din grupa terenurilor dificile de fundare.

În general poziţia pământului organic în terenul de fundare poate fi continuu sau sub formă de lentile, Fig. 9.30.

Modul de dispunere a pachetelor de pământuri organice în zona de influenţă a fundaţiei este foarte importantă pentru alegerea soluţiei de fundare.

Prezenţa pachetelor de pământuri organice în terenul de fundare impune verificarea fundaţiei atât la starea limită ultimă (ULS) cât şi la starea limită de serviciu (SLS), conform Capitolului 2. Stările limită care pot apărea în terenul de fundare sunt STR şi GEO.

Nu se permite rezemarea directă a fundaţiei pe pământuri organice.

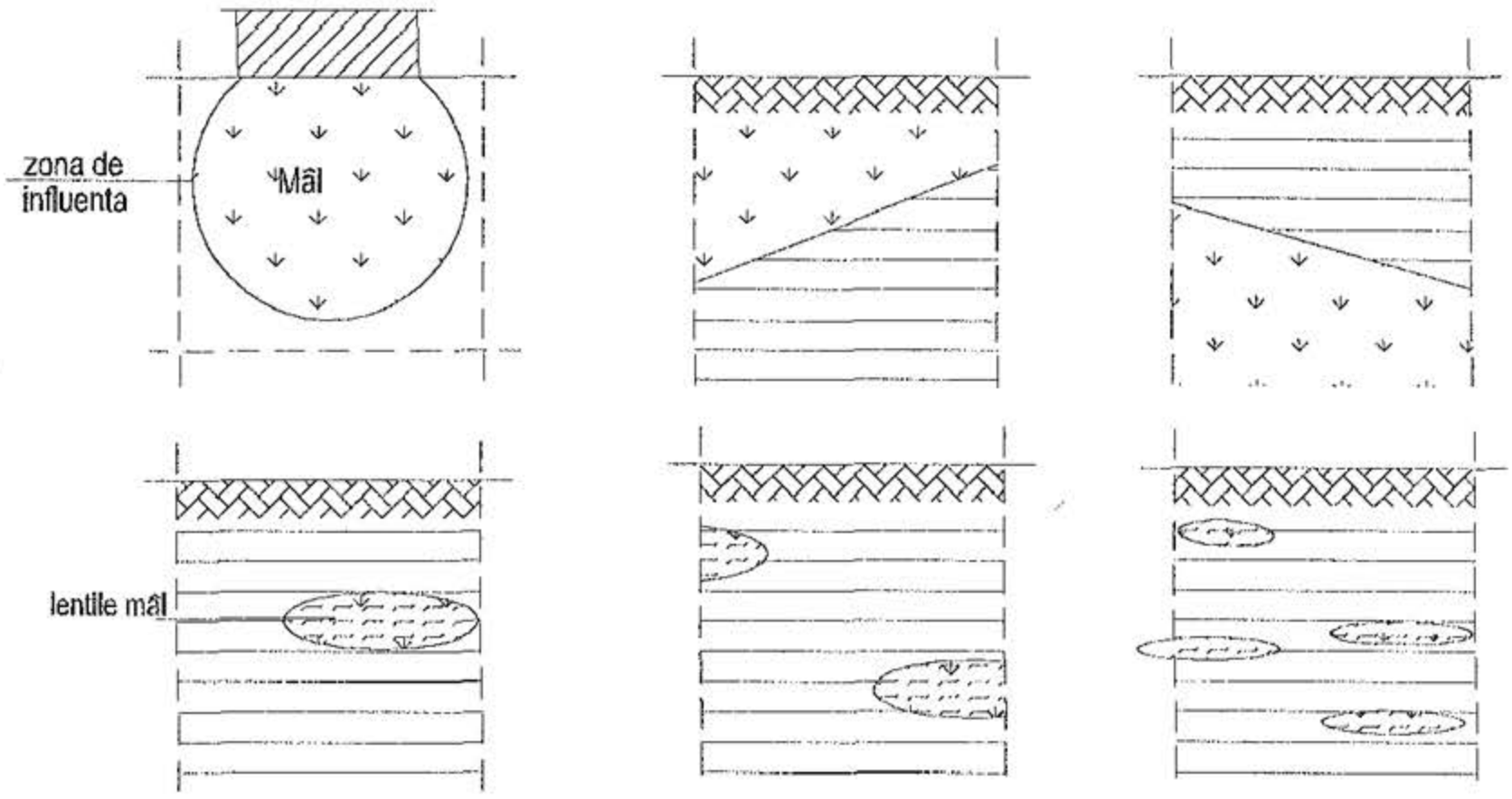


Fig. 9.30. Poziţia pământului organic în teren

9.5.1. Condiţii de conformare

Condiţiile de conformare a soluţiei de fundare în asemenea situaţie trebuie să ţină cont de următoarele:

– Alegerea adâncimii de fundare se va face astfel încât să se asigure depăşirea integrală sau parţială a stratului necorespunzător. Această condiţie impune o cunoaştere cât mai bună a grosimii şi extinderii lamelelor sau lentilelor de pământ organic, astfel încât să se poată adopta adâncimi de fundare corecte, Fig. 9.31.

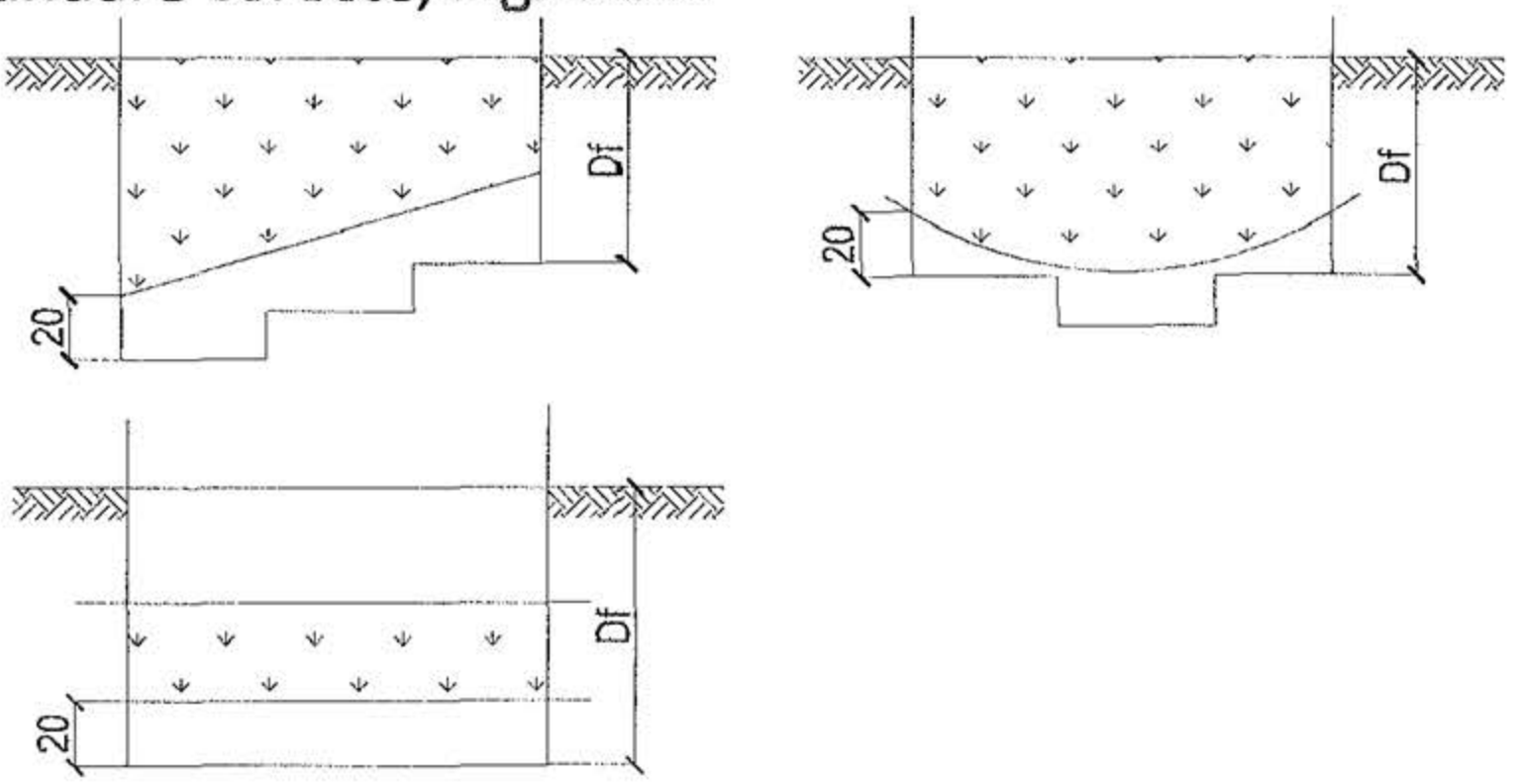


Fig. 9.31. Alegerea adâncimi de fundare pentru pământuri organice

– Conformarea structurii pentru a se putea adapta la interacţiunea cu terenul de fundare.

Principala problemă este aceea a asigurării unei rigidităţi a infrastructurii. Se urmăreşte crearea unui sistem rigid a infrastructurii care

să conducă la o comportare de tip "barcă" a construcţiei. Elementele privind conformarea unor sisteme de fundare sunt date în Capitolele 4 şi 5.

Prezenţa unor lentile sau straturi compresibile în terenul de fundare face posibilă apariţia unor tasări neuniforme importante, la care structura nu se poate adapta fără riscul unor fisuri sau accidente. Radierele generale fiind elemente continue, cu o rigiditate suficient de mare în toate direcţiile, pot fi utilizate cu succes şi în acest caz, uniformizând tasările neegale pe seama modificării distribuţiei presiunilor active pe suprafaţa de contact.

O problemă importantă a calculului radierelor generale pe terenuri stratificate este alegerea corectă a coeficientului de pat. Acesta poate fi determinat pe baza folosirii relaţiilor date în Capitolul 6.

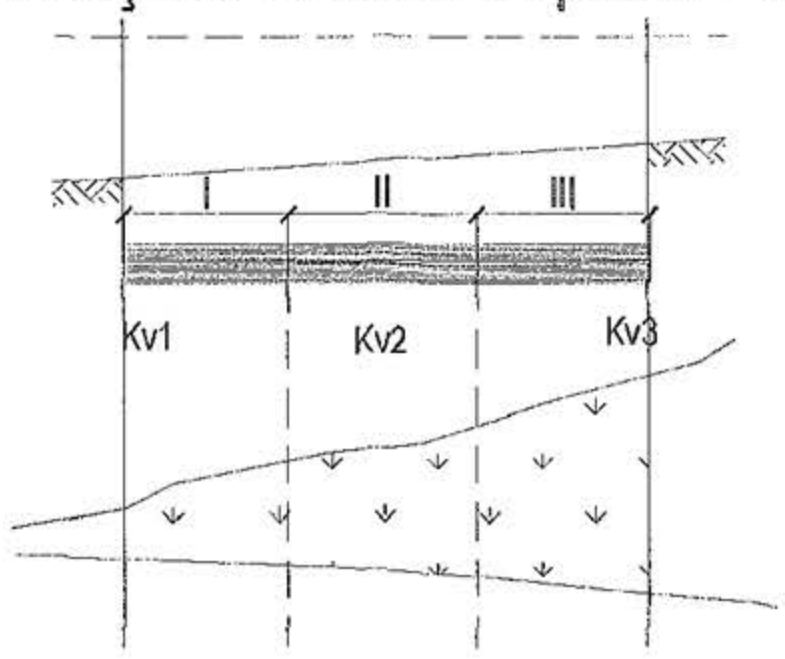


Fig. 9.32. Alegerea valorii coeficientului de pat

În cazul în care grosimea straturilor compresibile variază pe suprafaţa radierului, este important ca în calculul radierului să se adopte valori diferite ale coeficientului de pat, pentru fiecare zonă de comportare a terenului, Fig. 9.32.

– Realizarea de perne de balast/nisip/piatră spartă, cu înlocuirea parţială sau totală a stratului necorespunzător, Fig. 9.33. Dimensionarea grosimii pernei de balast se face conform recomandărilor de la paragraful 9.9.1.

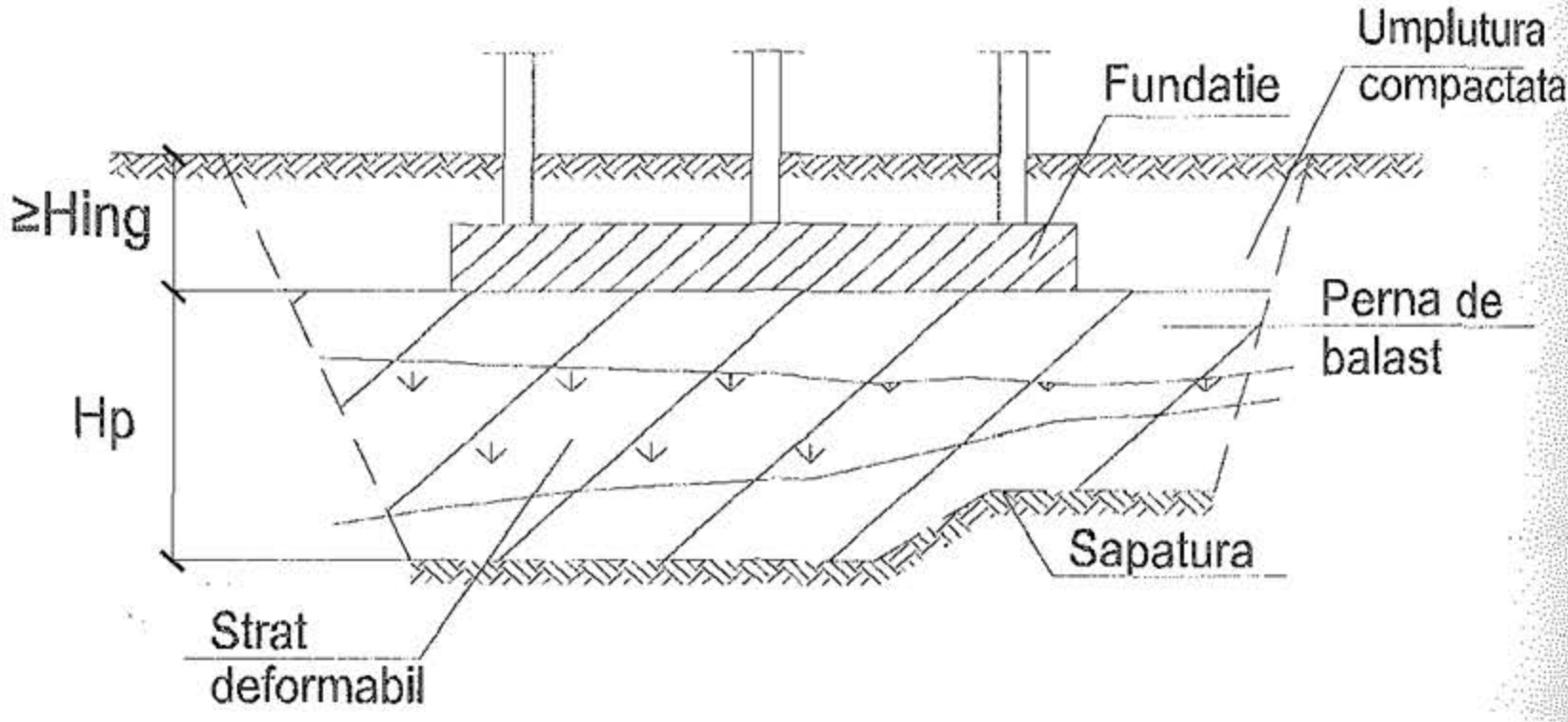


Fig. 9.33. Pernă de balast

– Adoptarea unor măsuri de accelerare a fenomenului de consolidare. Aceasta se poate face prin: coloane drenante de nisip sau balast, tranşee drenante, saltele drenante, coborârea nivelului apei subterane urmată de compactarea de suprafaţă de îmbunătăţire a terenului deformabil format. O soluţie combinată formată din pernă de balast, coloane de balast şi ploturi de balast se dă în Fig. 9.34.

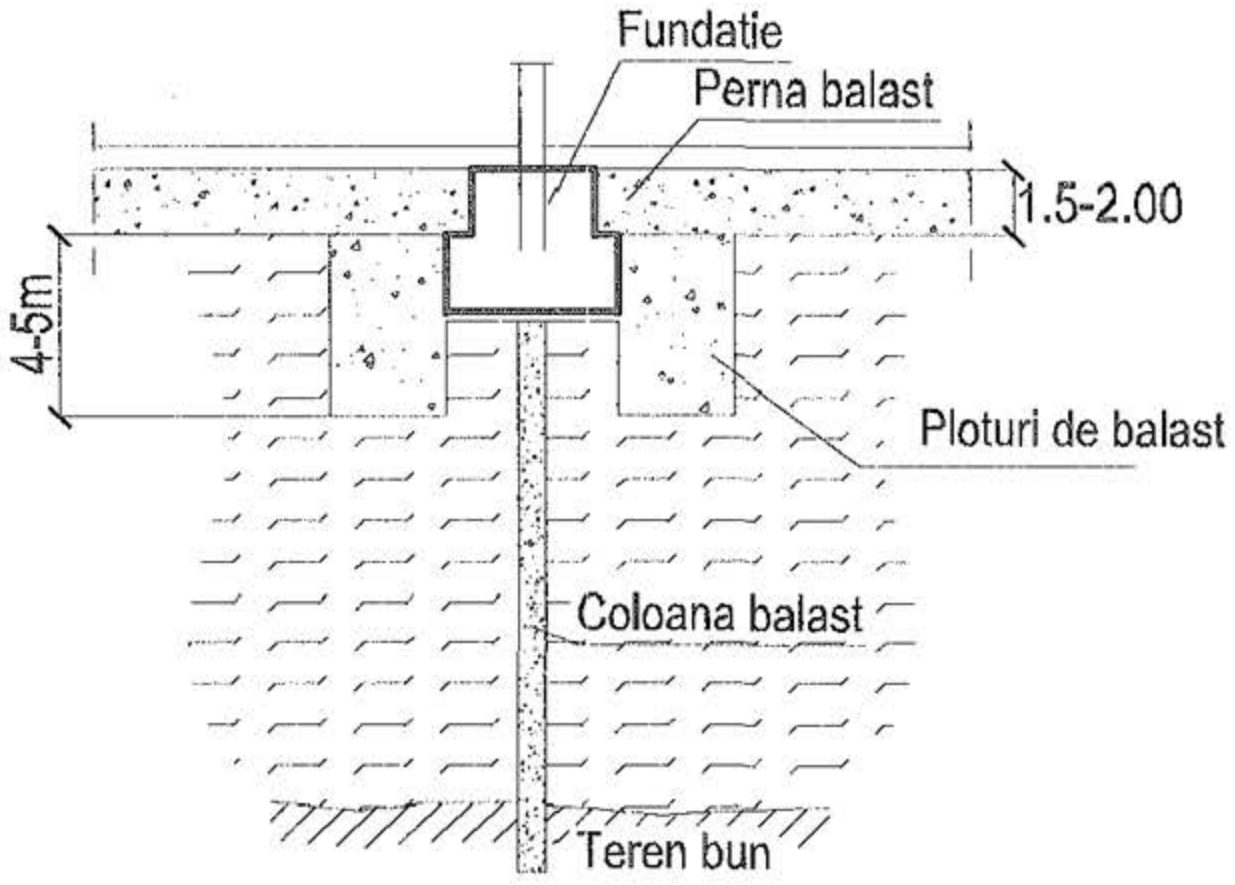


Fig. 9.34. Fundaţii pe coloane de balast şi ploturi

– Soluţia cea mai sigură este folosirea fundaţiilor pe piloţi sau chesoane, Fig. 9.35. Se impune ca în cazul folosirii fundaţiei pe piloţi să se asigure încastrarea piloţilor portanţi pe terenuri tari pe o lungime de minim 2-3m. Datorită deformaţiilor în timp a straturilor de bază care conţin şi particule organice se impune adoptarea unor valori reduse a capacităţii portante a piloţilor (aprox.50%).

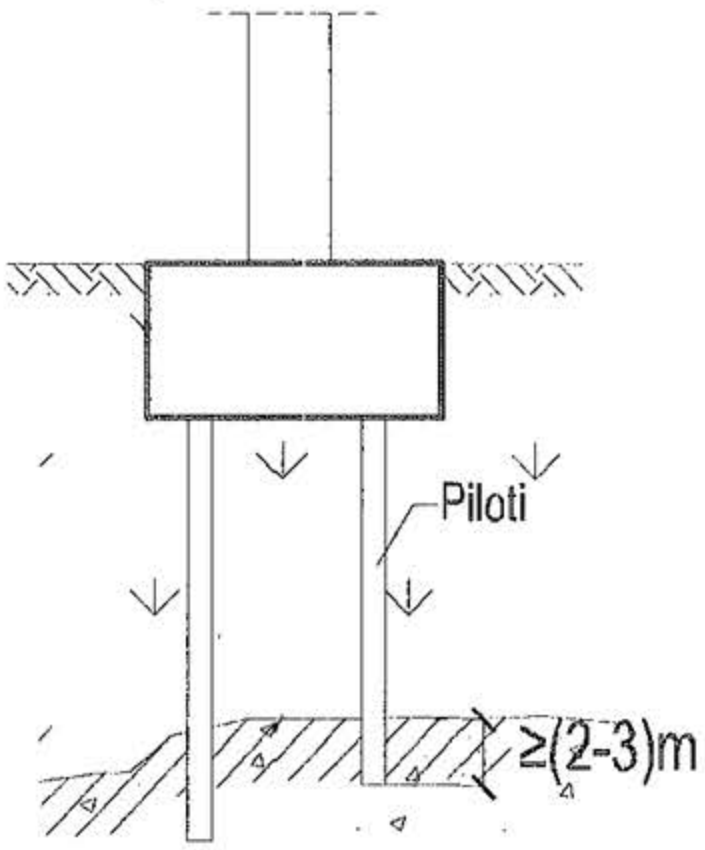


Fig. 9.35. Fundaţii pe piloţi

UNIVERSITATEA TEHNICA
BIBLIOTECA
CLUJ-NAPOCA

9.6. Fundații pentru construcții amplasate pe nisipuri saturate susceptibile la lichefiere sub acțiuni seismice

9.6.1. Generalități

Lichefierea este fenomenul de pierdere a capacităţii portante a pământurilor nisipoase, afânate, saturate sub efectul acţiunilor seismice. Fenomenul se produce datorită pierderii parţiale sau totale a rezistenţelor la forfecare, ca urmare a creşterii presiunii apei din pori. (Perlea V, alții 1984).

Depozitele aluviale nisipoase, cu nivelul apei ridicat (aproape de suprafaţă) având sau un strat de acoperire din pământ coeziv sunt susceptibile la lichefiere, care poate să se manifeste prin: tasare generală, prăbuşiri, umflări la suprafaţă, depresionări locale, alunecări în adâncime etc.

9.6.2. Criteriile recomandate de identificare

a. Criteriul granulometric – domeniul granulometric în care pământurile sunt susceptibile la lichefiere se încadrează în zona delimitată pe graficul din Fig. 9.36.

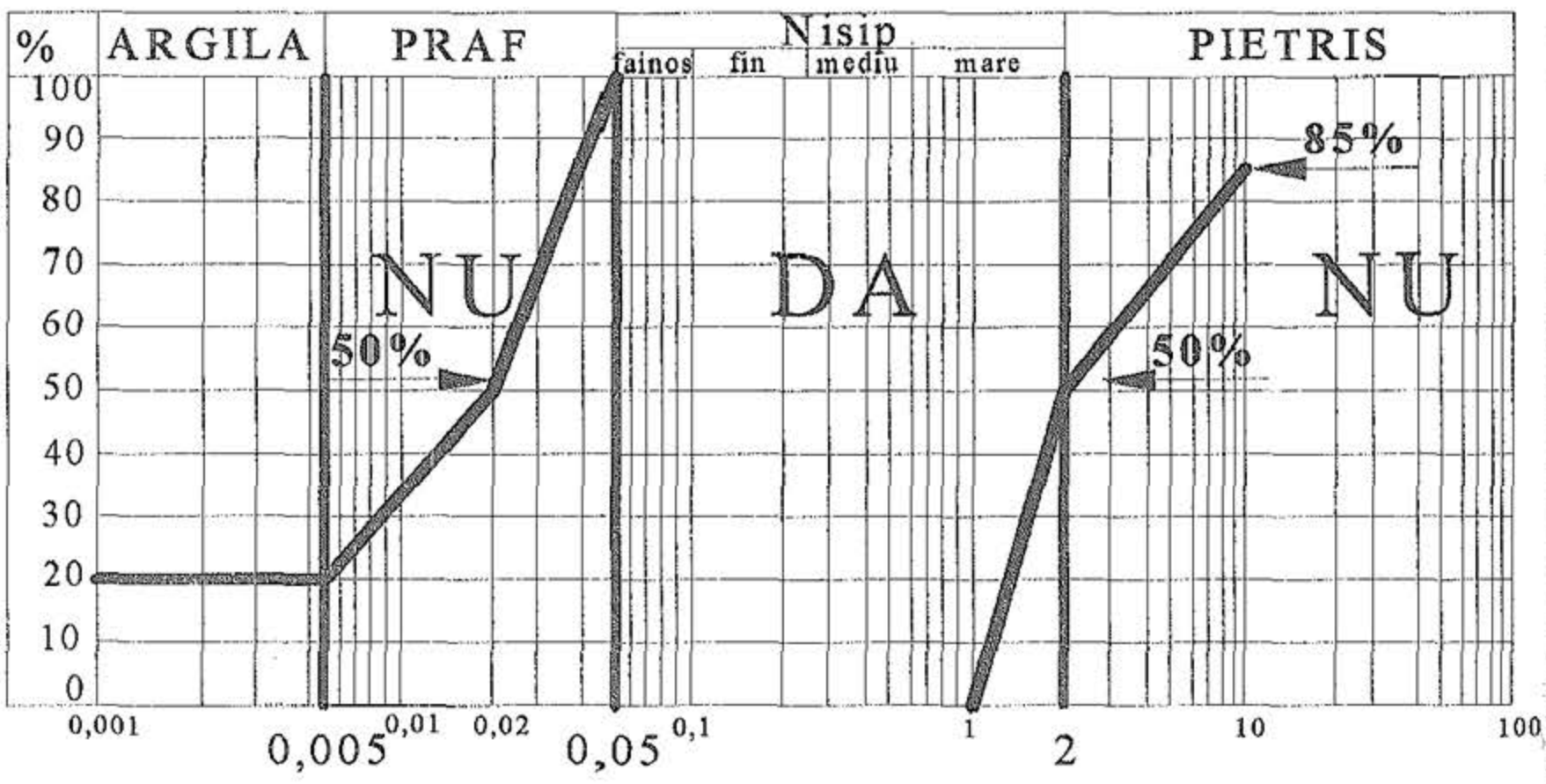


Fig. 9.36. Domeniul granulometric în care pământurile sunt susceptibile la lichefiere

b. Criteriul gradului de îndesare (I_D). Domeniul în care pământurile nisipoase sunt susceptibile la lichefiere este dat în graficul din Fig. 9.37.

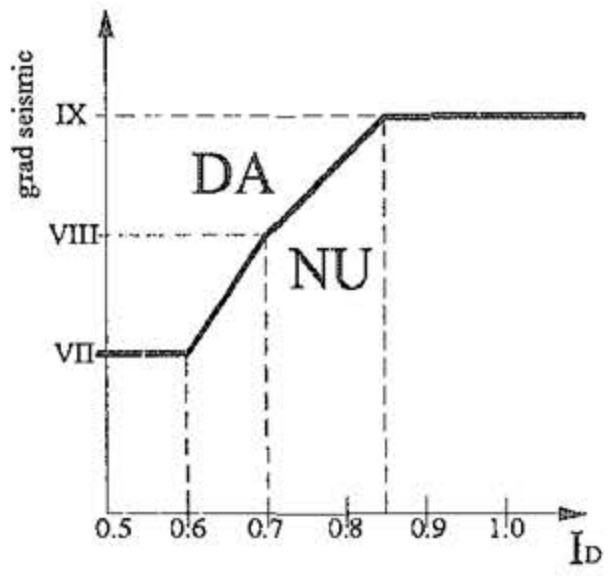


Fig. 9.37. Aprecierea lichefiabilităţii pe baza gradului de îndesare

c. Criteriul rezistenţei la penetrare standard (N_{SPT}) este corelat cu starea de îndesare a pământurilor. Acest criteriu este prezentat în Fig. 9.38.

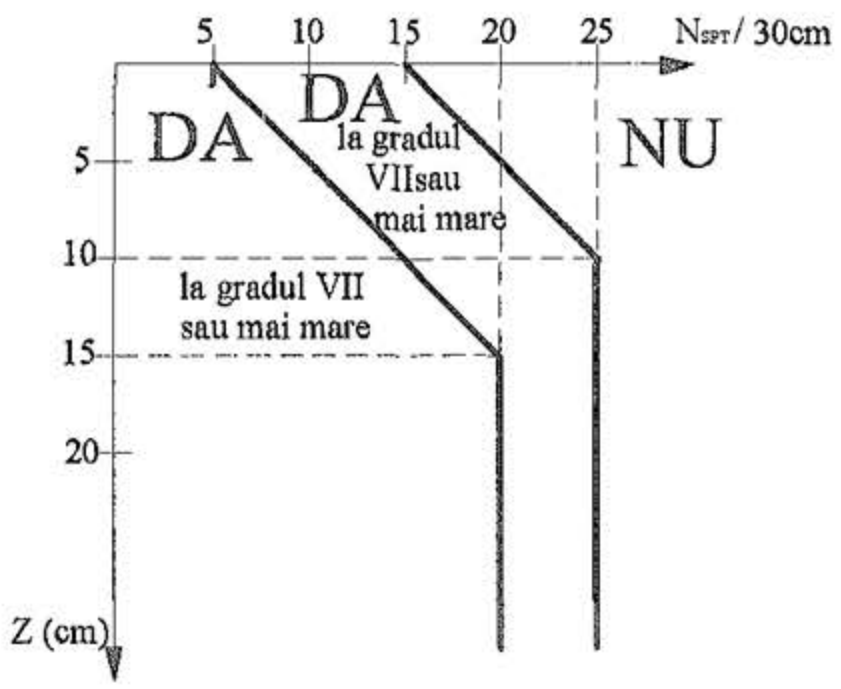


Fig. 9.38. Corelaţia între numărul de căderi a berbecului şi adâncimea de pătrundere la diferite grade de intensitate seismică

d. Criteriul poziţiei stratului de pământ studiat. Adâncimile până la care există posibilitatea de lichefiere în amplasament sunt date în Fig. 9.39.

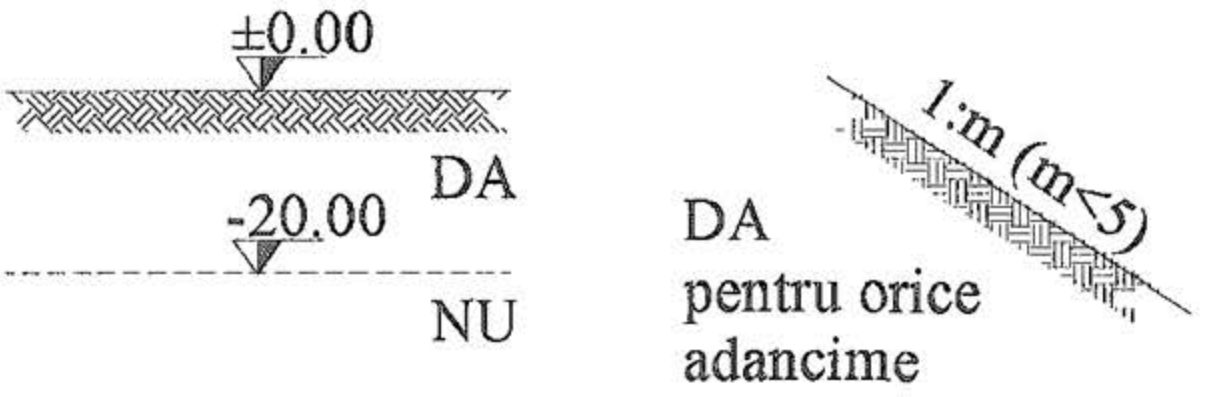


Fig. 9.39. Adâncimea de lichefiere a unui amplasament

e. Criteriul condiţiilor de drenare. Influenţa permeabilităţii la limitele stratului asupra producerii lichefierii este prezentat în Fig. 9.40.

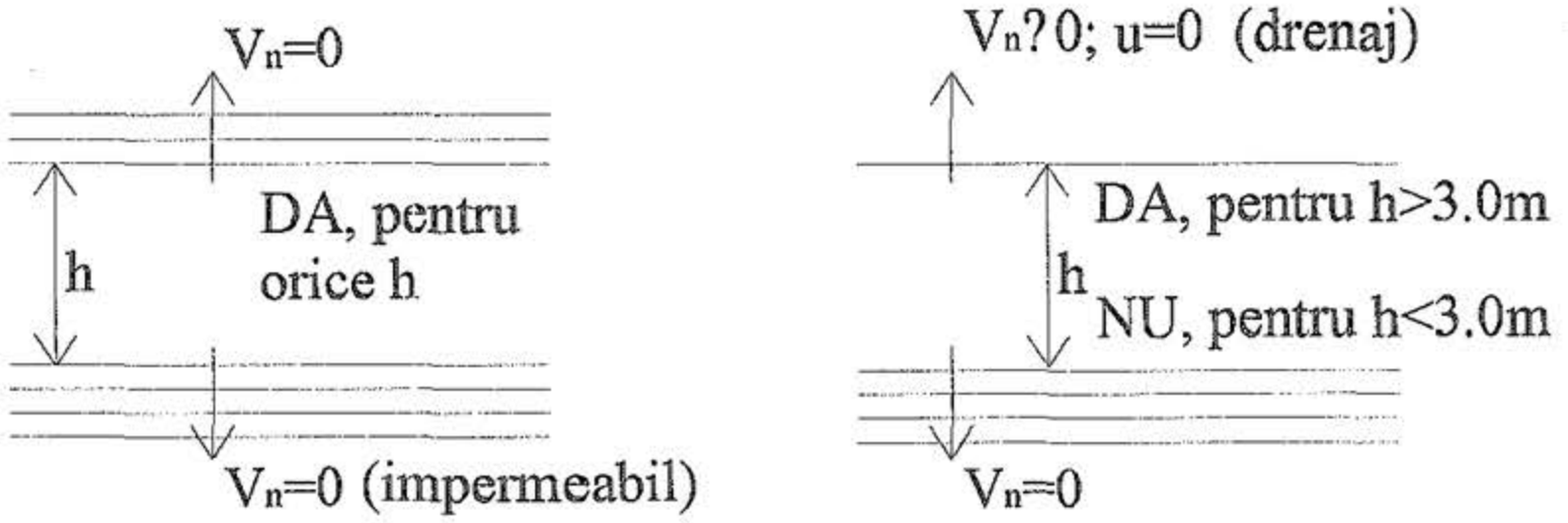


Fig. 9.40. Condiţii de drenare

9.6.3. Măsuri de prevenire sau eliminare a efectelor lichefierii

Prevenirea sau limitarea efectelor lichefierii asuprea construcţiilor poate fi realizată prin intervenţii asupra terenurilor stabilite ca lichefiabile.

Soluţiile de conformare a construcţiilor fundate pe asemenea tipuri de terenuri pot fi grupate în două grupe de măsuri:

A. Creşterea gradului de îndesare a terenului în domeniul adâncimii active din terenul de fundare. Aceasta se poate realiza prin:

– mărirea îndesării prin compactare de suprafaţă sau compactare de adâncime (dinamică) (Păunescu, 1980),

– mărirea îndesării terenului de fundare prin compactare cu coloane de pământ sau balast,

– mărirea îndesării terenului de fundare prin prevederea unei perne de pământ (60cm), având la baza o zonă de pământ îmbunătăţit prin blocaj de piatră (0-200mm) cu grosime de 50-70cm,

– scoaterea terenului din starea de saturare prin executarea unor drenuri perimetrale,

– îmbunătăţirea condiţiilor de drenaj,

– creşterea tensiunilor verticale (σ_v) prin suprasarcini cu ramblee de pământ, umpluturi sau prin coborârea nivelului apei subterane,

– mărirea rezistenţei la forfecare a stratului de pământ prin injectări (coloane jet grouting).

Volumul de pământ care trebuie stabilizat cuprinde o suprafaţă care faţă de limita construcţiei este egală cu grosimea stratului lichefiabil.

B. Măsuri de creştere a rigidităţii construcţiei prin:

– folosirea numai a unei zidării armate cu centuri de beton armat,

– rigidizarea fundaţiilor prin centuri de beton armat (sus şi jos), eventual legate cu stâlpi de beton armat, ducând la crearea unei grinzi Vierendel,

– executarea unor fundaţii continue armate,
– prevederea unui radier general.

9.7. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe terenuri de umplutură

9.7.1. Generalităţi

Pământurile de umplutură se caracterizează printr-o mare neomogenitate privind compoziţia lor. Din punctul de vedere a structurii lor pot fi:

– umpluturi din pământuri nisipoase, fără o compactare organizată,
– umpluturi din pământuri argiloase, fără o compactare organizată,
– deşeuri de producţie: zgură, cenușă etc.,
– umpluturi din molozul de construcţii: bolovani, beton, pământ, fără o compactare riguroasă,
– umpluturi din deşeuri industriale (lemn, hârtie, piele, confecții etc.),
– umpluturi din deşeuri menajere, depuse în vrac, fără o compactare corespunzătoare (gropi de gunoi etc.).

Îndesarea acestor pământuri sub influența greutăţii proprii se desfăşoară într-o perioadă de timp lungă: 0,2 – 2 ani: pentru pământurile nisipoase şi 2 – 5 ani pentru pământurile argiloase, zgură etc. Pentru umpluturile din deşeuri de construcții se poate admite existenţa unei perioade scurte de autoîndesare.

Datorită greutăţii adiționale transmise de umplutură, terenul de bază poate suferi tasări suplimentare. Se poate admite că îndesarea pământurilor de la bază să nu se ia în considerare pentru vechimea umpluturilor mai mare de 2 ani, pentru pământurile nisipoase şi 5 ani pentru pământurile argiloase.

Calculul preliminar al terenului de fundare se poate efectua ajutorul presiunilor convenţioanle (P_{conv}), date în Tabelul 9.3. (Stanciu şi alţii 2002).

Valorile presiunilor convenţionale din tabel se referă la o adâncime de fundare de 2m. Pentru adâncimi de fundare mai mici şi incluziuni de materii organice ce nu depăşesc 10%, se aplică valorii un coeficient de reducere egal cu:

$$K = \frac{h + h_1}{2h_1} \tag{9.7}$$

unde: h_1 - este adâncimea de fundare egală cu 2m,

h - este adâncimea de fundare mai mică de 2m.

Tabelul 9.3. Presiuni convenţionale la pământurile de umplutură

Natura pământurilor de umplutura	Nisipuri mari, medii şi fine, zguri [kPa]		Nisipuri prăfoase, pământuri argiloase, cenuşi [kPa]	
	la un grad de umiditate			
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Pământuri în umpluturi organizate conform unui plan, cu îndesare	250	200	180	150
Haldă pământuri şi deşeuri de producţie după îndesarea lor	250	200	180	150
Haldă pământuri şi deşeuri de producţie fără îndesare	180	150	120	100
Pământ vărsat şi deşeuri de producţie după îndesarea lor	150	120	120	100
Pământ vărsat şi deşeuri de producţie fără îndesare	120	100	100	80

Pentru pământurile de umplutură lipsite de îndesare, neconsolidate, halde şi pământ vărsat, deşeuri, valoarea presiunilor convenţionale din Tabelul 9.3. se reduce cu un coeficient egal cu 0.8.

Pentru alte categorii de umpluturi încadrarea în Tabelul 9.3. se va face în funcţie de duritatea materialului de umplutură.

În cazul în care umplutura conţine şi o cantitate mare de material organic (3-10%) se impune calculul tasării suplimentare datorită descompunerii incluziunilor de materii organice cu relaţia:

$$S = \eta \cdot \frac{q \cdot \gamma_s}{\gamma} \cdot h \qquad (9.8)$$

în care: η =0.4

q - conţinutul de materii organice;

γ_s - greutatea volumică a scheletului mineral;

γ - greutatea volumică a pământului;

h - grosimea stratului de umplutură.

9.7.2. Soluţii de fundare

Soluţiile de fundare recomandate pentru construcţiile inginereşti amplasate pe terenuri ce conţin pământuri de umplutură se pot realiza în următoarele condiţii:

a. Folosirea terenului de umplutură în condiţiile de teren natural atunci când:

– umplutura este realizată organizat şi are un grad de îndesare corespunzător fundării directe,

– umplutura este de tip haldă din pământuri nisipoase, deşeuri de producţie, piatră spartă, zguri granulare.

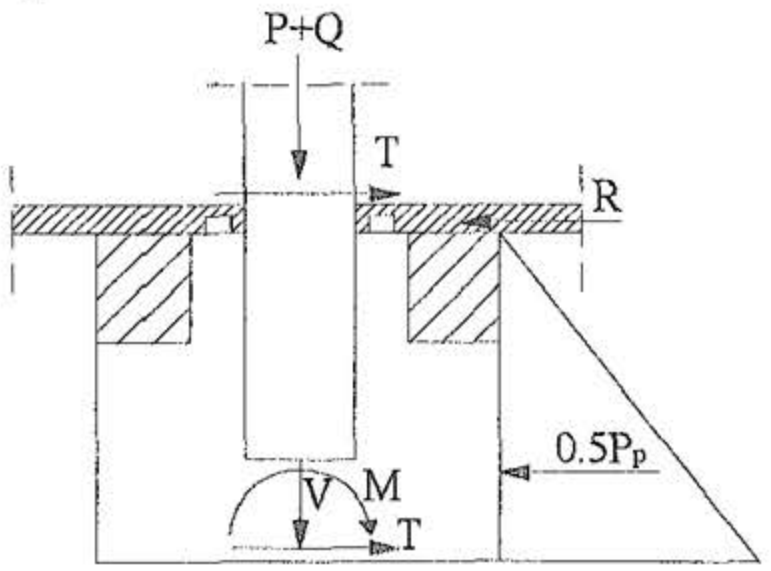


Fig. 9.41. Preluarea solicitărilor orizontale la fundaţia pahar

În general folosirea umpluturii ca teren natural se recomandă pentru construcţii uşoare (Max P+2E), care nu transmit o presiune efectivă pe teren mai mare de valoarea presiunii convenţionale de proiectare. Ca soluţie de fundare se recomandă în primul rând folosirea unui radier general, rezemat direct pe terenul de umplutură sau prin intermediului unei perne de balast.

Pentru preluarea forţelor orizontale de la baza stâlpilor se recomandă asigurarea unei bune legături a fundației cu placa parterului şi cu terenul înconjurător, Fig. 9.41.

b. La toate tipurile de teren ce conţin pământuri de umplutură se recomandă adoptarea unor măsuri suplimentare pentru reducerea compresibilităţii straturilor de pământ de umplutură şi rigidizarea sistemelor de fundare şi a structurii.

Dintre măsurile de reducere a compresibilităţii terenului recomandăm:

– Compactarea terenului de fundare de suprafaţă sau de adâncime. Compactarea de suprafaţă se recomandă pentru umpluturi care au o portanţă dobândită în timp, conform Tabelului 9.3. Pentru umpluturi menajere se recomandă folosirea compactării de adâncime prin executarea unor coloane de balast pe întreg amplasamentul şi realizarea unor ploturi sub talpa fundaţiei izolate, Fig. 9.42.

– Realizarea unor perne de balast, eventual cu blocaj de piatră spartă (63...200mm) sau blocuri (h≥60-70cm). Acestea se pot folosi la halde necompactate, având gradul de umiditate Sr ≥0.7, la umpluturi tip vărsări în vrac cu un conţinut mai mare de 5% de materii organice.

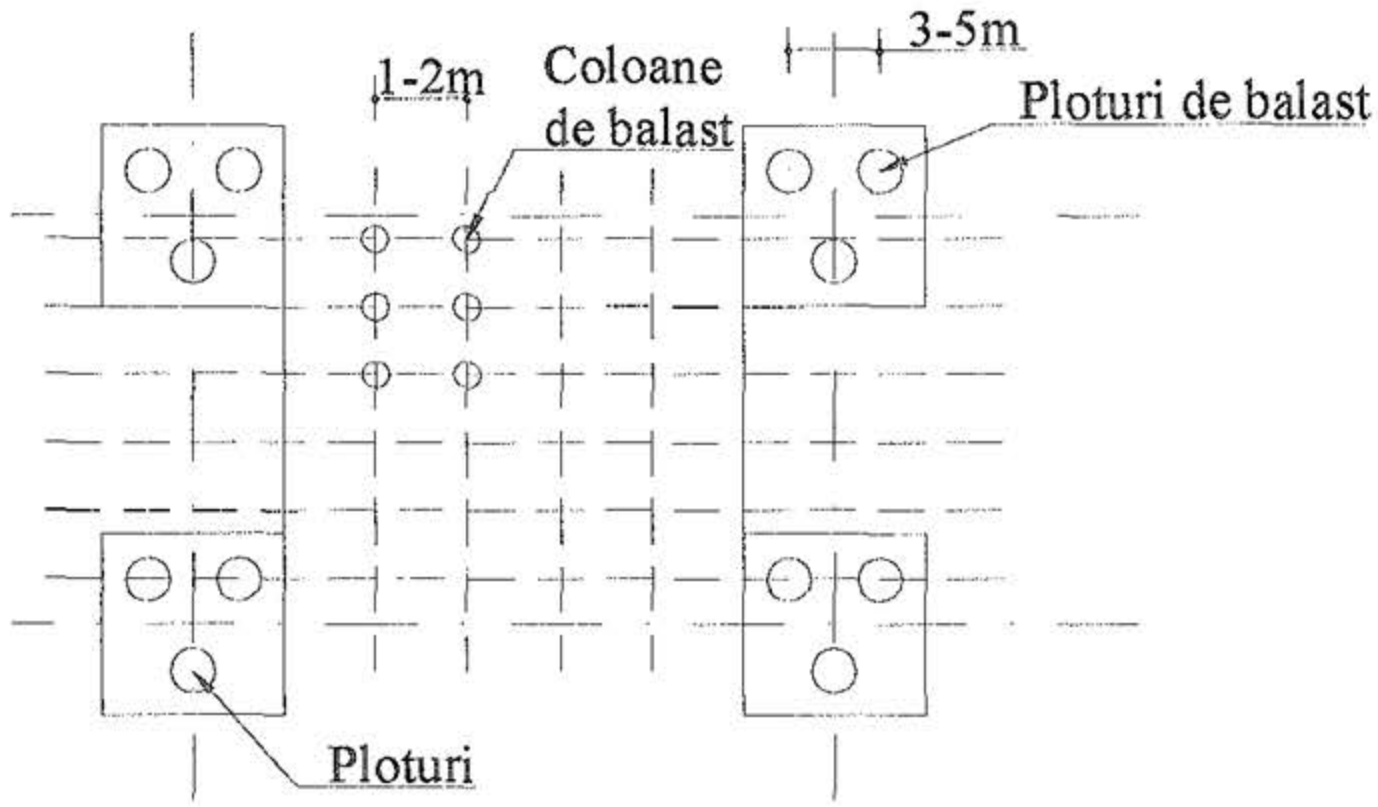


Fig. 9.42. Consolidarea umpluturilor cu coloane de balast

– Alegerea unor soluţii de fundare care să străbată stratul de pământ de umplutură. Dintre soluţiile recomandate: coloane de beton, minipiloţi etc., Fig. 9.43.

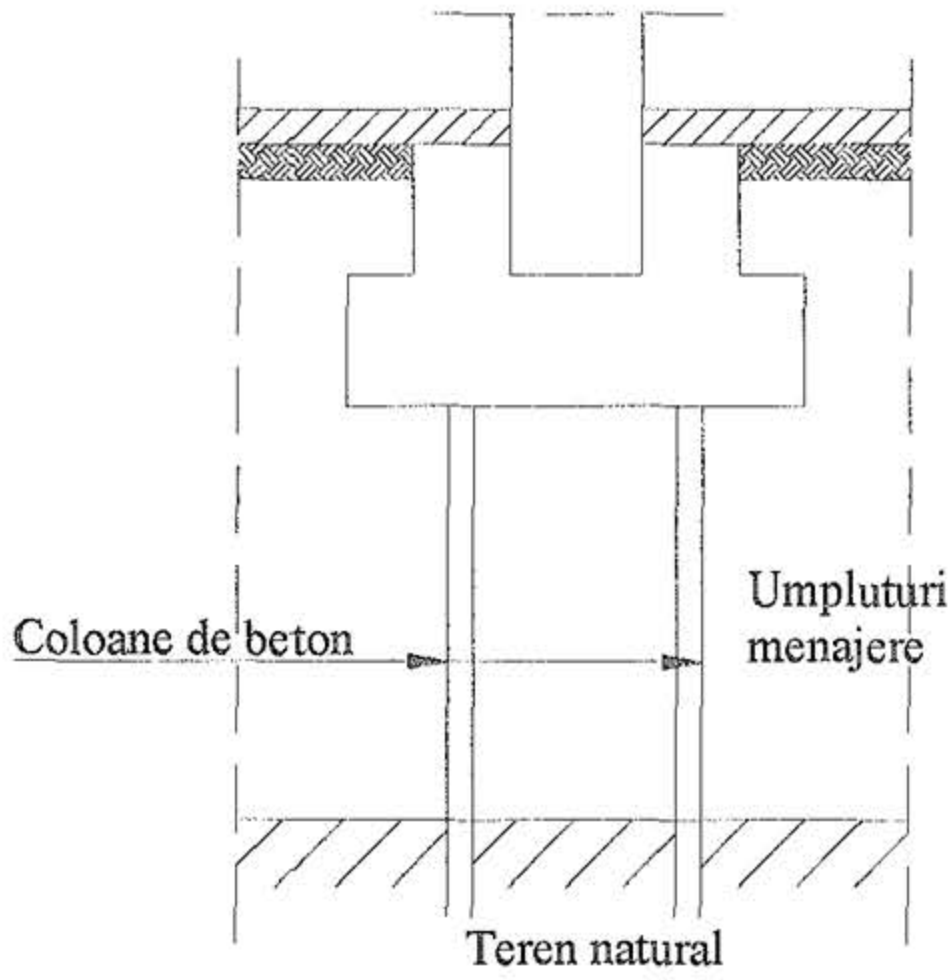


Fig. 9.43. Fundaţii pe minipiloţi

În cazul executării unor construcţii pe umpluturi menajere se impune luarea în considerare a două probleme:

– Executarea unor sisteme de captare a gazelor, rezultate din descompunerea materiilor organice,

– Asigurarea stabilităţii pardoselilor. Datorită compresibilităţii mari a terenului din pământuri de umpluturi menajere se pot produce deformaţii neuniforme ale pardoselii care să conducă la scoaterea din exploatare a construcţiei. De aceea soluţia cea mai corectă este de a prevedea un planşeu de beton armat (grinzi +placă) rezemat pe fundaţiile izolate ale stâlpilor.

9.8. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe terenuri alunecătoare

Pentru proiectarea şi executarea oricărei construcţii amplasată pe un versant este necesar să se identifice zonele potenţial alunecătoare cât şi impactul acestora asupra unor amplasamente învecinate.

Amplasarea unor construcţii pe terenuri potenţial alunecătoare, prezintă un risc mai mare decât cel al amplasării lor pe terenuri cu alunecări vechi.

Alunecările mai vechi se impun identificate prin fenomenele specifice acestui fenomen (Stanciu, 2002):

– Prezenţa unor trepte denivelate paralele cu curbele de nivel sau având o formă de scară,

– Existenţa unor valuri de alunecare, paralele cu curbele de nivel, pe unul sau mai multe nivele,

– Existenţa unor „limbi" de pământ alunecat, având axul perpendicular pe curbele de nivel,

– Existenţa unor zone cu contrapantă în care se acumulează apă din precipitaţii şi în care este evidentă prezenţa unei vegetaţii de baltă,

– Existenţa unor izvoare în jumătatea inferioară a pantei şi la baza zonelor considerate ca fiind alunecate,

– Prezenţa copacilor cu trunchiurile aplecate în direcţii diferite (fenomenul cunoscut ca „pădure nebună"). Modul de dezvoltare a copacilor (direcţia de înclinare, încovoierea copacului etc.) poate oferi indicii asupra perioadei în care s-a produs alunecarea de teren, a tipului de alunecare, a direcţiei alunecării (Popa, 2009),

– Existenţa crăpăturilor paralele cu liniile de curent indică primul semnal al posibilităţii declanşării unei alunecări de teren.

Reabilitarea versanţilor prin soluţii constructive de prevenire şi stabilizare a alunecărilor este subordonată importanţei construcţiilor potenţial afectate de acestea şi efectului pe care îl pot avea asupra mediului înconjurător.

Soluţiile cele mai folosite pentru stabilizarea versanţilor pot fi grupate în patru categorii (Stanciu, 2002):

– amenajarea suprafeţei versanţilor,
– lucrări de drenare a apei subterane,
– lucrări de susţinere,
– conformare structurală.

Verificarea stabilităţii amplasamentului în urma adoptării măsurilor din categoria 1 şi 2 este absolut necesară înainte de adoptarea unei lucrări mai complexe, încadrată în categoria lucrărilor de susţinere. Chiar în cazul în care se impune adoptarea unor lucrări de susţinere, alegerea tipului de lucrare se va face în primul rând în funcţie de importanţa lucrării. În cazul unor construcţii uşoare (P+2E) este uneori suficientă executarea unui ecran de coloane, barete sau piloţi dispuşi în avalul imobilului.

O soluţie viabilă este amenajarea suprafeţei versanţilor prin taluzuri şi trepte de înfrăţire care să conducă la descărcarea masei alunecătoare. Proiectarea unor taluzuri sigure se va face prin verificarea de stabilitate pentru diferite soluţii de conformare a versanţilor. Se vor adopta soluţii de: înierbare, plantare, executare de rigole de colectare a apei etc. pe toate platformele şi terasele taluzului.

O importanţă mare o au şi lucrările de conformare structurală. Dintre măsurile care se impun adoptate, amintim:

a. Măsuri privind alcătuirea planului de fundaţii, cu rigidizări în plan, similar ca pentru fundaţiile pe terenuri compresibile,
b. Măsuri de rigidizare a structuri în ansamblu: centuri de beton armat sau fundaţii de beton armat, centuri intermediare, stâlpişori etc. Soluţia cea mai corectă este o rigidizare structurală a infrastructurii care să asigure comportarea acesteia ca o „barcă", în cazul producerii unor mişcări a masei de pământ (fundaţii elastice, pereţii subsolului din beton armat , planşee din beton armat etc.),
c. Adoptarea unor soluţii de fundare care să asigure descărcarea construcţiei pe terenul de bază (stabil). O soluţie posibilă este

fundarea construcţiei pe minipiloţi încastraţi în terenul de bază, Fig. 9.44.,

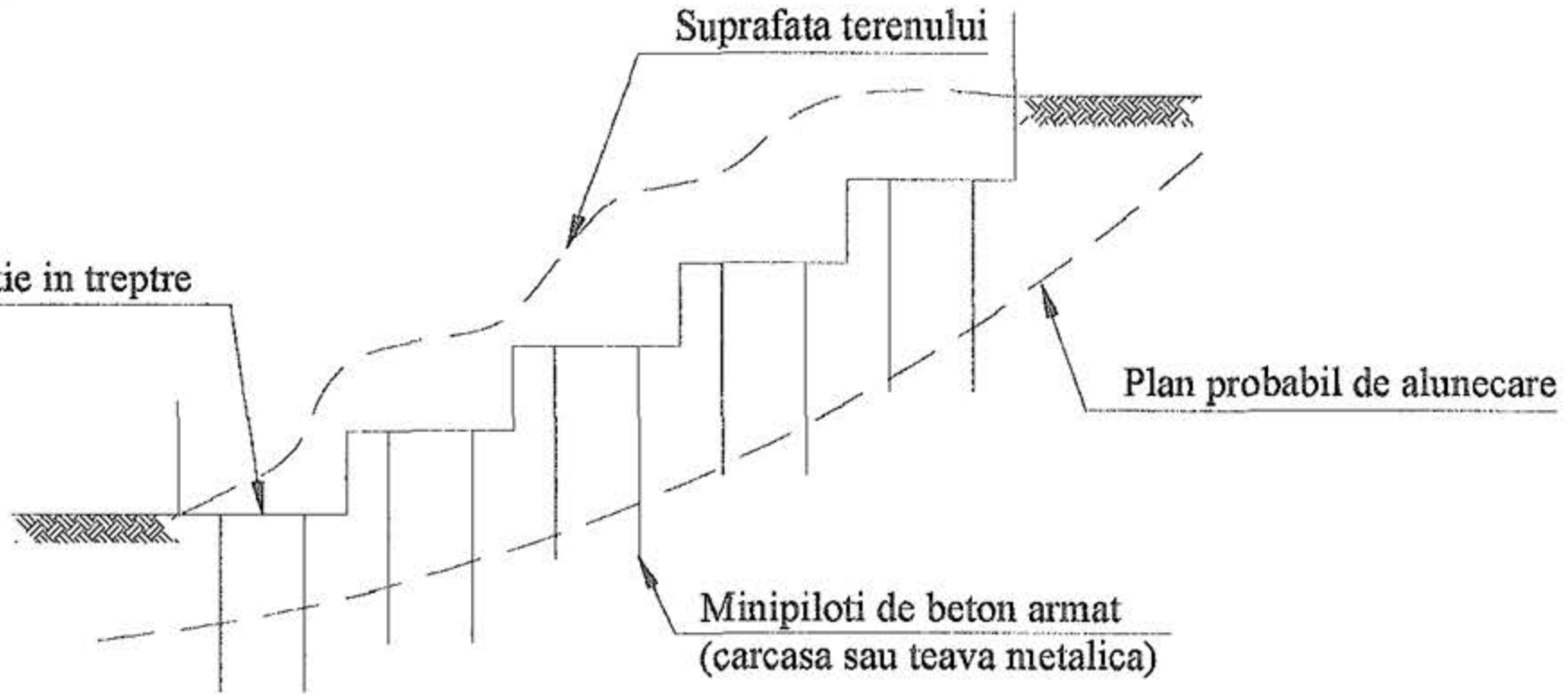


Fig. 9.44. Fundaţie pe minipiloţi

d. Consolidarea amplasamentului prin prevederea unor sisteme de stabilizare a versantului: pereţi de chesoane, pereţi de coloane forate, pereţi din minipiloţi (ancoraţi sau nu), ziduri de sprijin pe ramforţi, izolaţi etc., Fig. 9.45 şi Fig. 9.46.,

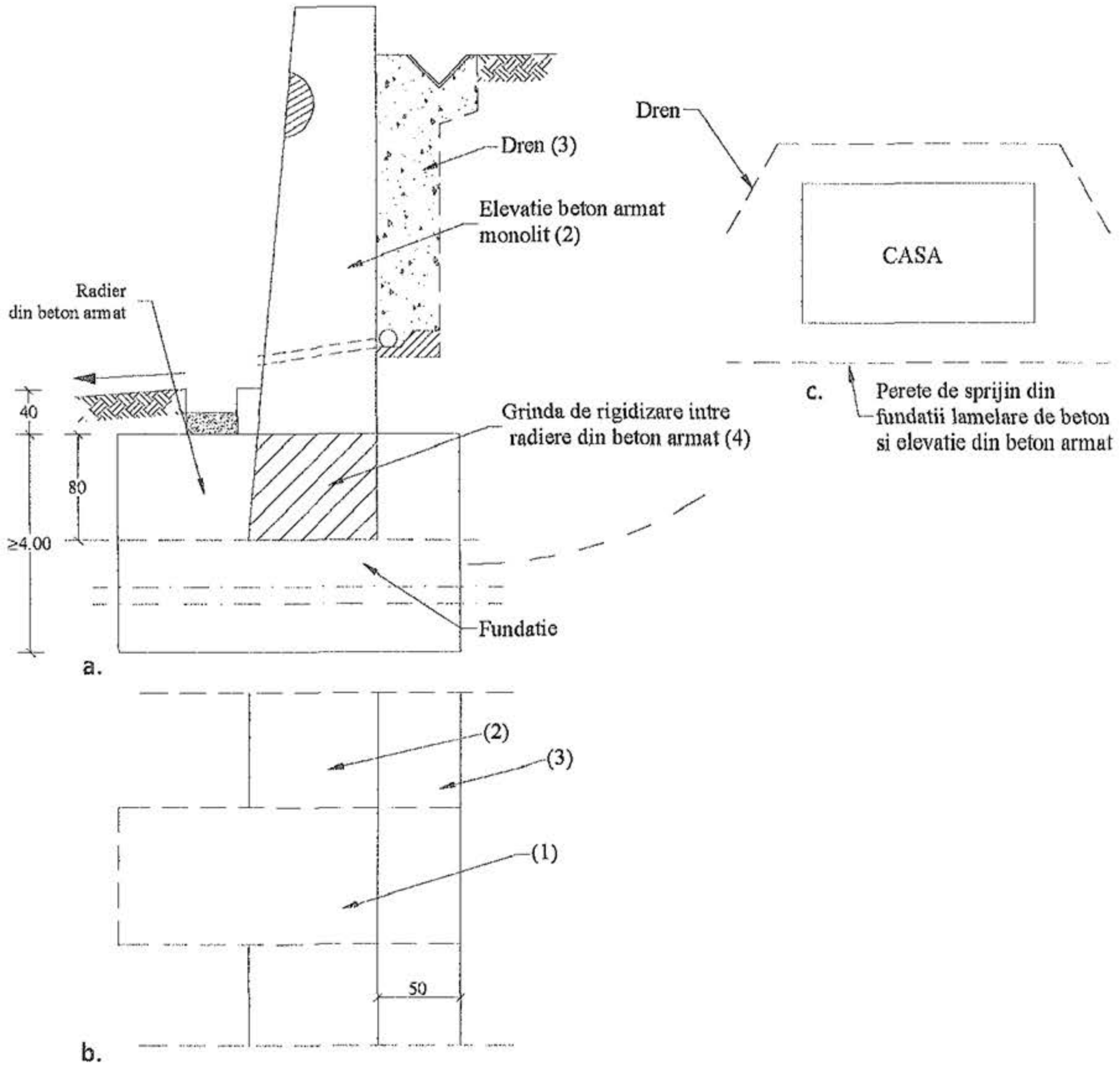


Fig. 9.45. Consolidare cu zid de sprijin şi fundaţie lamelară

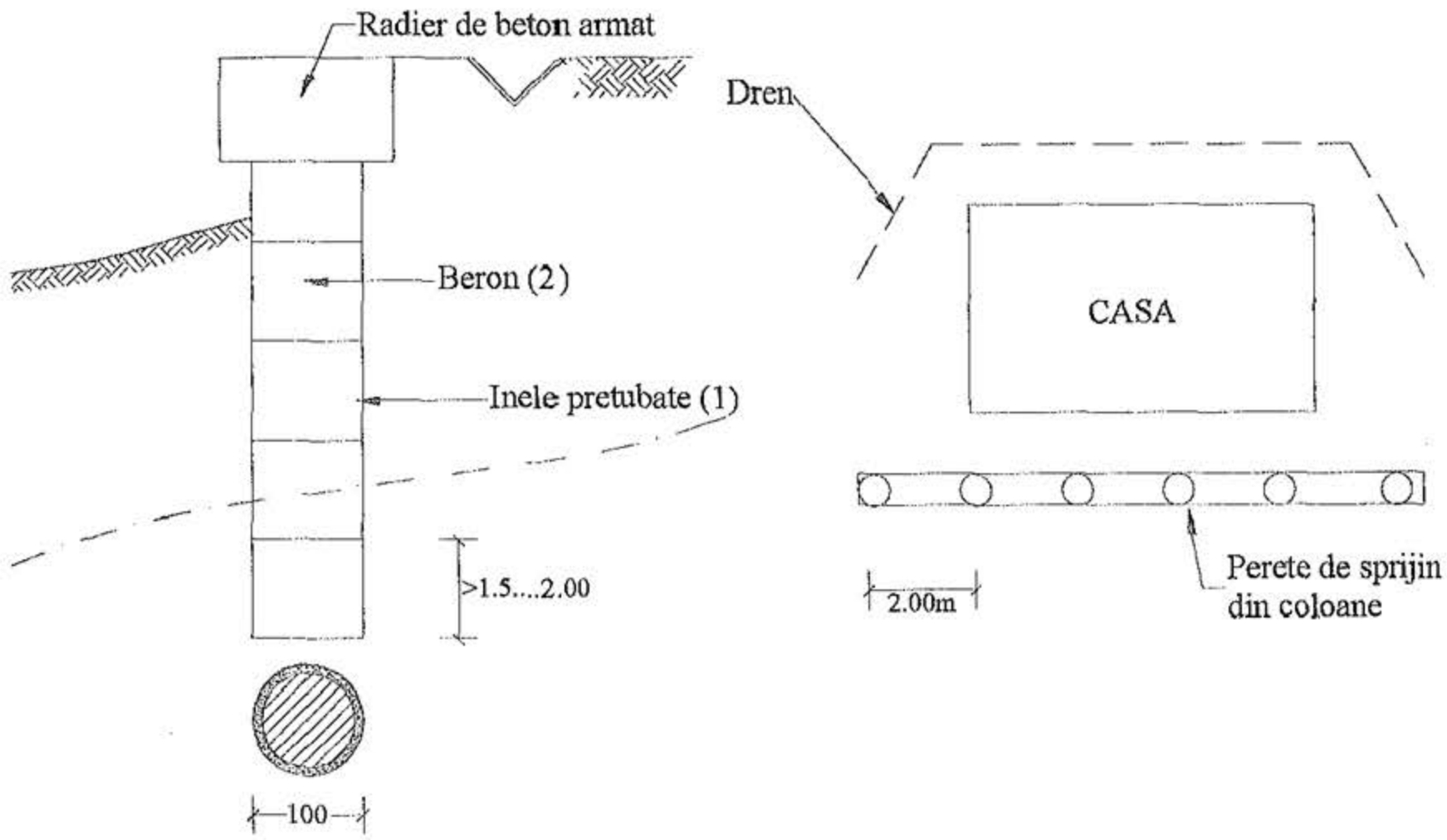


Fig. 9.46. Consolidare cu ecran de sprijin din coloane

a. De o importanţă mare este şi eşalonarea lucrărilor de execuţie şi amenajarea terenului. Ca reguli generale trebuie luate în considerare:

– Lucrările de taluzare se vor executa din aval în amonte. Aceeaşi ordine de execuţie se va respecta şi la executarea lucrărilor de consolidare, execuţie a fundaţiilor, executare a fundaţiilor pe piloţi etc.

– În zona din amonte a terasei construcţiei se impune executarea obligatorie a unui zid de sprijin. Descărcarea terenului prin săpătura se va face sectorizat, pe tronsoane de săpătură care să nu depăşească 2-3m, cu execuţia imediată a zidului de sprijin. Se vor lua măsuri de asigurare a descărcării apei din spatele zidului prin prevederea de drenaje, barbacane şi rigole de conducere a apei la debuşee sigure (canalizare).

– Zona platformei construite se va sistematiza prin prevederea unei îmbrăcăminţi impermeabile, cu panta de scurgere de min 2-3% şi evacuarea apei la debuşee sigure.

– Zona terasată se va înierba cu iarbă perenă şi se va planta cu vegetaţie cu apetit de absorbție a apei (plop, salcie etc.)

9.9. Îmbunătăţirea terenului de fundare în vederea fundării directe

Îmbunătăţirea terenului de fundare se face prin mai multe metode:

1. Metoda înlocuirii pământului slab (dificil) total sau parţial.
2. Metoda compactării: de suprafaţă sau de adâncime.

3. Metode de îmbunătăţire chimică prin injectare de var, de substanţe liante sau ardere, argilizare etc.

9.9.1. Metoda înlocuirii pământului slab (dificil) sau metoda pernei de pământ

Metoda constă în excavarea şi înlocuirea unui strat de pământ slab cu unul mai bun, alcătuit din: piatră spartă, pietriş sau pământ stabilizat.

În această metodă se determină înălţimea unui strat de pământ, care va înlocui terenul slab de la suprafaţă, numit perna de pământ (balast), necesar pentru a asigura transmiterea încărcărilor de la talpa fundaţiei la terenul bun de fundare.

Materialele din care se realizează perna de pământ sunt:

– Piatră spartă, pietriş şi bolovăniş, cu grad de neuniformitate U≥7 (cel mai folosit amestec). Săpătura necesară realizării pernei va fi executată cu pantă de 1:1 pentru a putea fi compactate toate stratele pernei, Fig. 9.47.

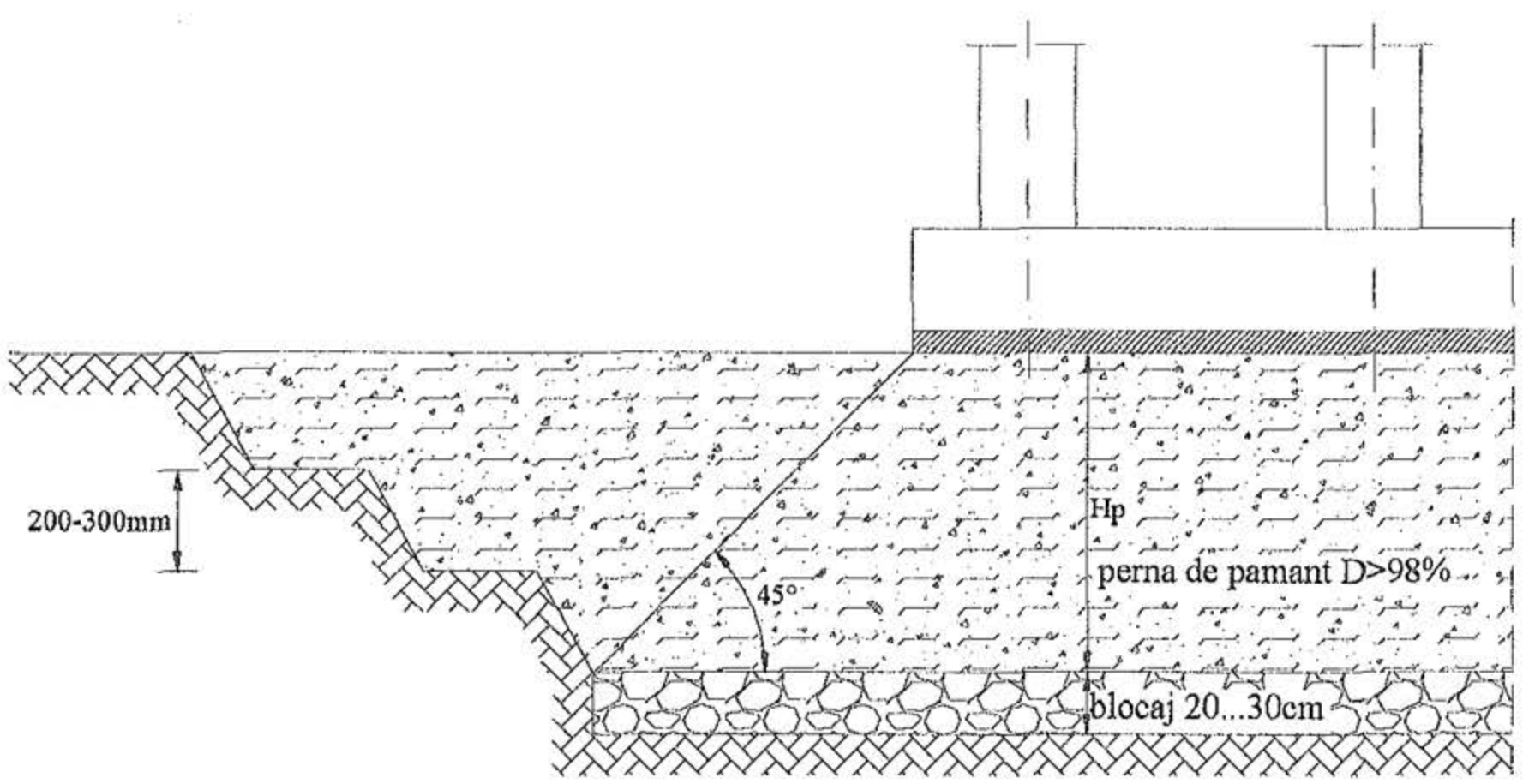


Fig. 9.47. Pernă de pământ

Pentru a putea executa o consolidare a întregului volum al pernei se recomandă ca pereţii săpăturii să se execute în trepte. Soluţia conduce la un volum mai mare de umplutură, dar asigură compactarea fiecărui strat de pământ din corpul pernei, până la zonele marginale. În cazul în care ele se execută pentru diferite sisteme de fundare, conformarea lor este dată în Fig. 9.48.

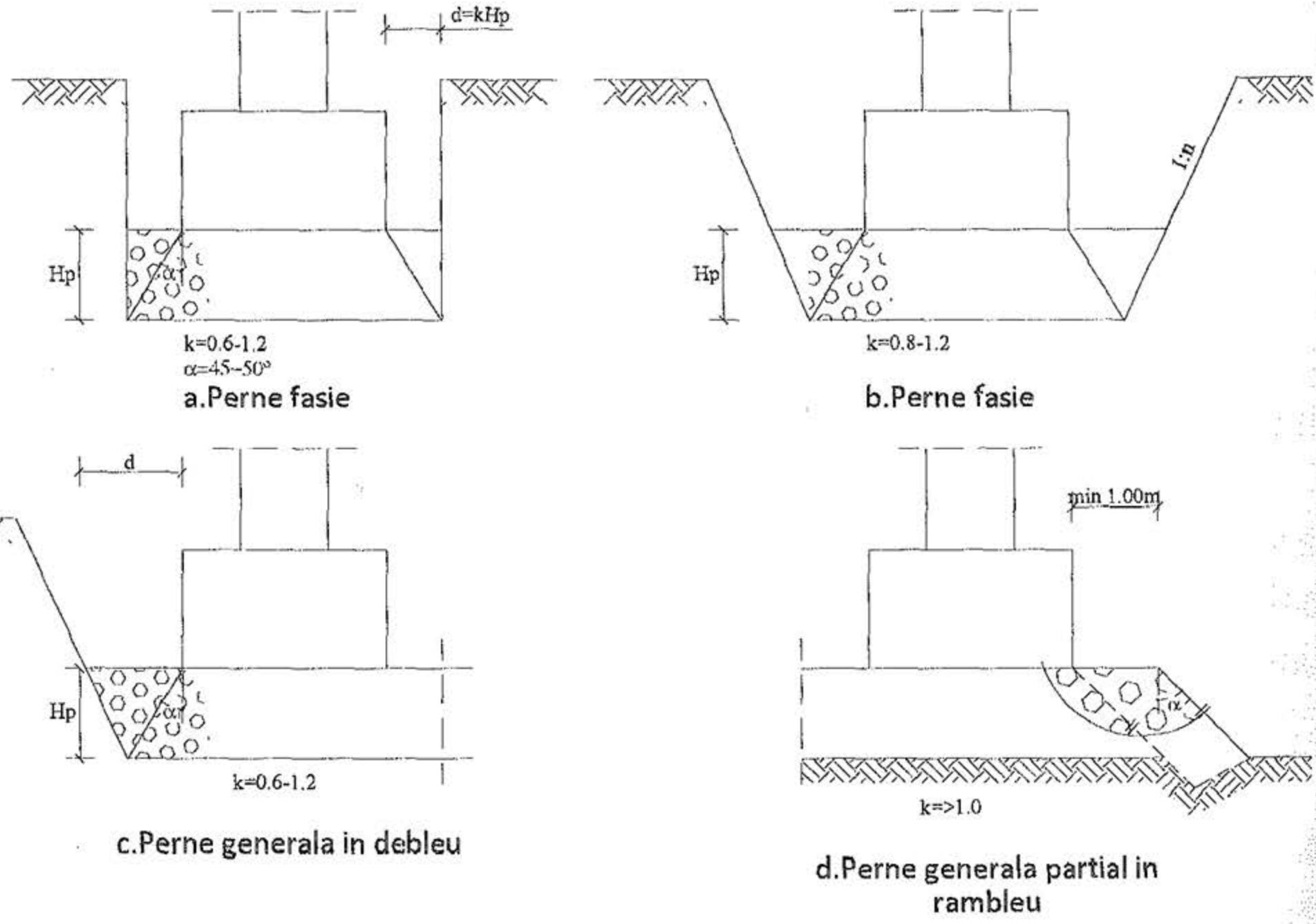


Fig. 9.48. Soluţii de execuţie a pernelor de balast

Se recomandă cu materialul de umplutură folosit să se încadreze în domeniul granulometric din Fig. 9.49.

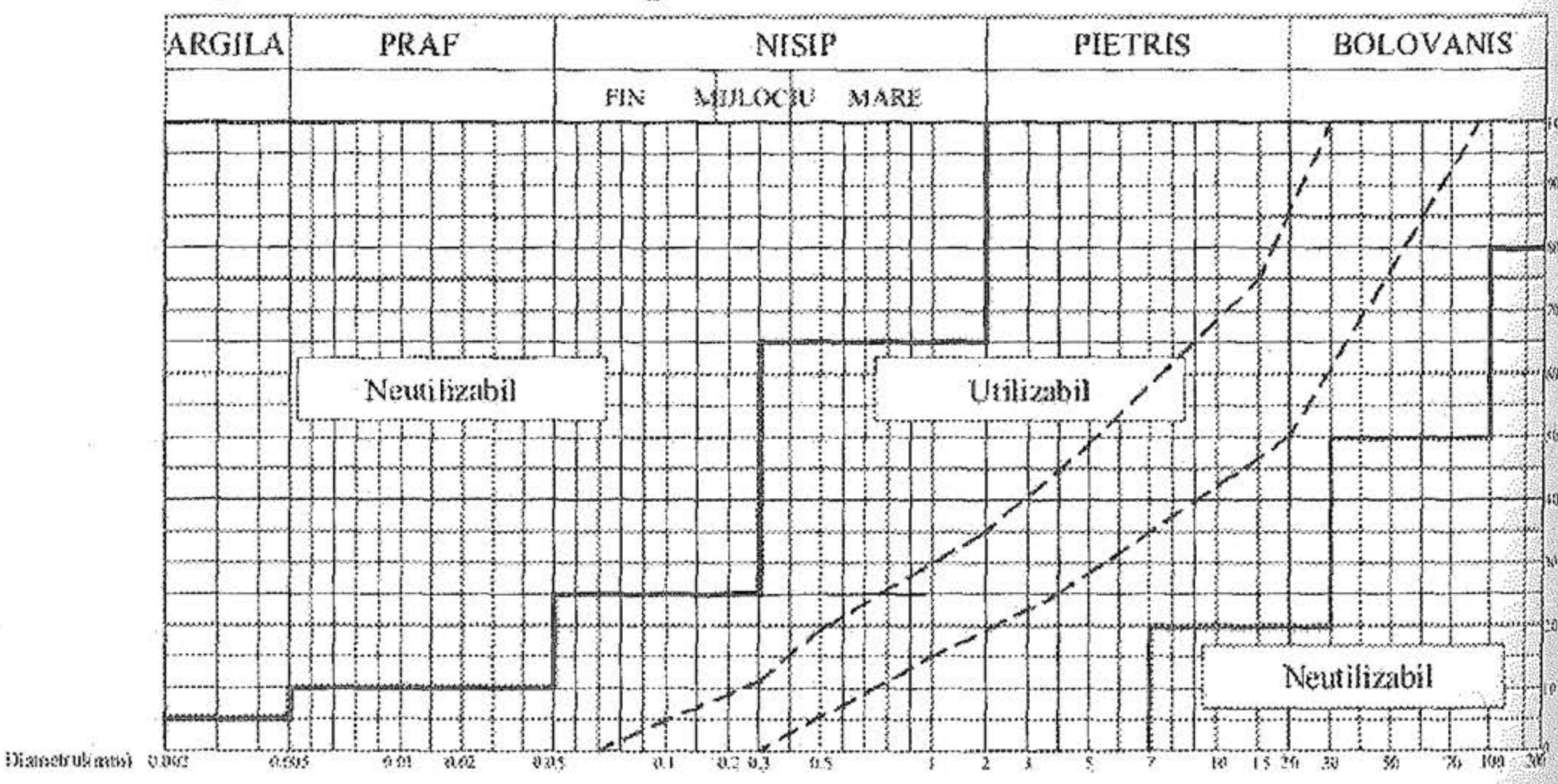


Fig. 9.49. Zona granulometrică a materialelor din pernă

Materialele folosite pentru realizarea pernei de balast sunt:

– Nisip, pietriş, geotextile şi geogrile, Fig. 9.50.

Geogrilele sunt benzi din material plastic dispuse perpendicular una pe alta, de grosimi şi lăţimi diferite, cu dimensiuni ale ochiurilor diferite. Ele

preiau tensiunile orizontale de la baza pernei şi nu permit refularea materialului. La adâncimi mari se pot folosi două geogrile, una la partea inferioară şi una la mijloc. Folosirea geogrilelor reduce grosimea pernei de pământ cu 20÷25%.

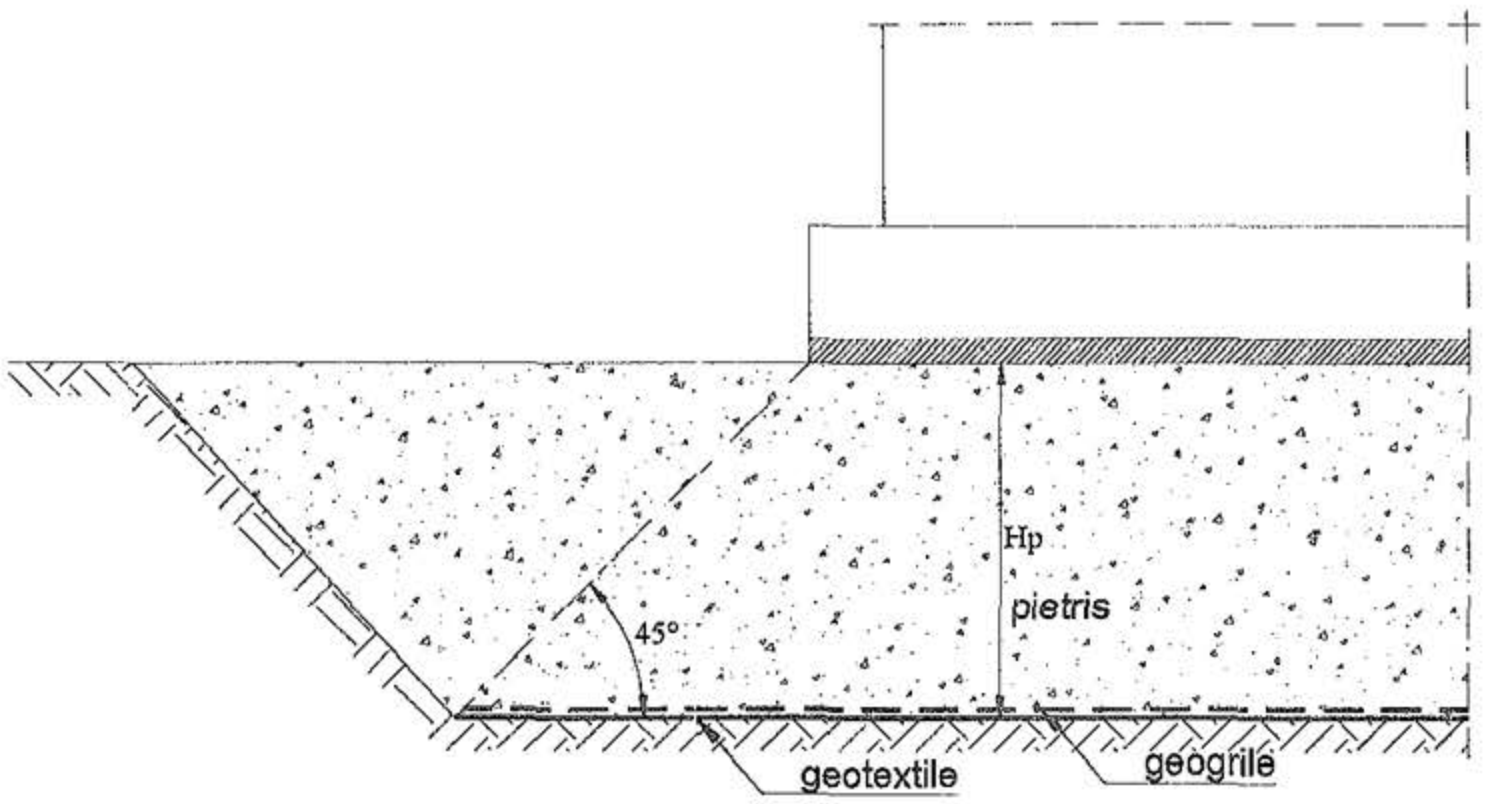


Fig. 9.50. Pernă de balast cu geogrile

Geotextilele sunt rămăşiţe textile, scămoşate, din care, amestecate şi presate, rezultă un material de tipul pâslei. Ele nu permit intrarea particulelor fine din pământ în pietriş, adică pietrişul nu se va împăna în terenul natural.

– Pământ stabilizat, realizat din piatră şi nisip cu 2...3% ciment sau var. Fiecare strat de materiale are 20÷30cm grosime şi se compactează până la un grad de compactare D≥98% pentru a evita tasarea pernei.

9.9.1.1. Calculul pernei de pământ

Etape:

a) Alegerea materialului din care se va alcătui perna de pământ,

b) Determinarea înălţimii pernei Hp, prin metoda stratului de pământ echivalent, Fig. 9.51.

Înălţimea stratului echivalent al pernei de pământ se determină cu relaţia:

$$H_{ech} = 0.9 H_p \cdot \sqrt[\alpha]{\frac{E_1}{E_2}} \qquad (9.9)$$

în care: $\alpha = 2.5 \div 3$ (se recomandă α=3)

Valoarea efortului unitar vertical la baza pernei se determină cu relaţia:

$$\sigma_1 = \alpha_0 p_{ef} \qquad (9.10)$$

în care: $\alpha_0 = f\left(\frac{L}{B}, \frac{H_{ech}}{B}\right)$, se determină din NP 112-04.

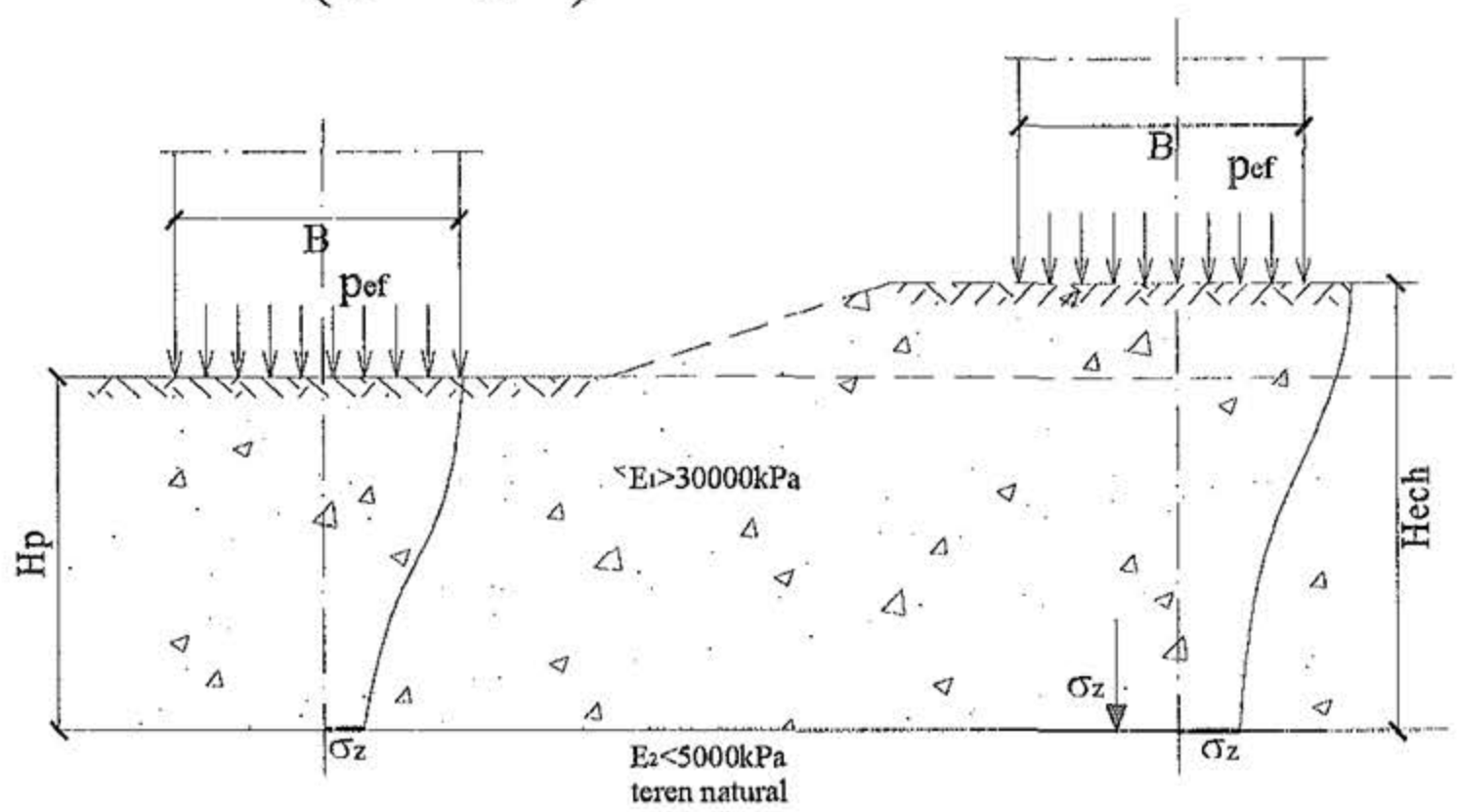


Fig. 9.51. Metoda stratului echivalent

Verificarea tensiunilor verticale la talpa pernei impune satisfacerea condiţiei:

$$\sigma_z + \sigma_{gz} \leq p_{pl,teren\ natural} \qquad (9.11)$$

unde: $\sigma_{gz} = H_p \gamma_p$ (9.12)

În cazul în care stratul moale apare la adâncime mai mare, valoarea înălţimii echivalente se determină cu relaţia:

$$h_e = 0.9 \sum_{i=1}^{3} H_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_3}} \qquad (9.13)$$

unde:

σ_{gz} – este presiunea geologică din greutatea proprie a pernei de pământ,

σ_z – efortul unitar vertical transmis de fundaţie la cota z,

$p_{pl,\ teren\ natural}$ – presiunea acceptată de terenul natural.

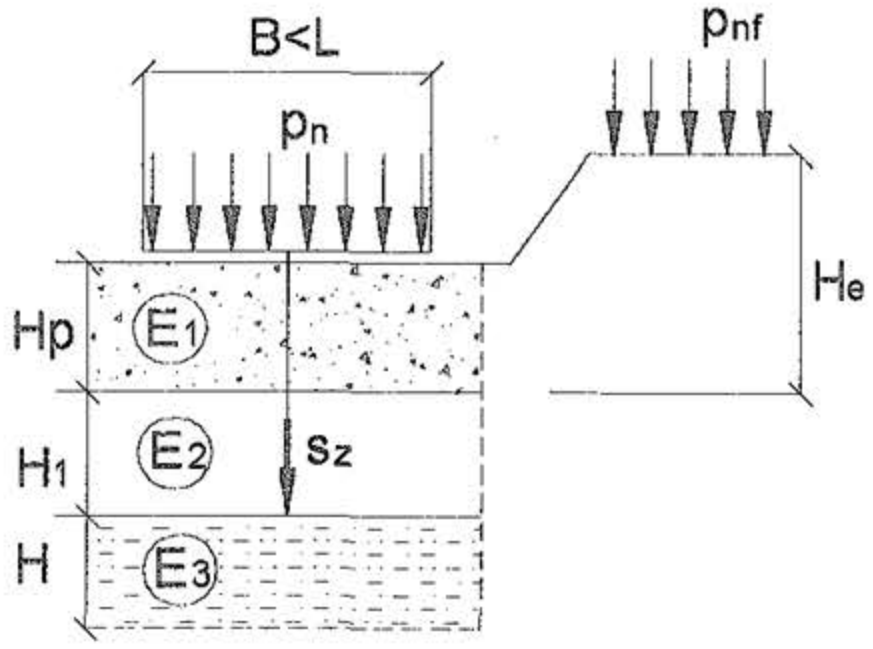


Fig. 9.52. Terenuri stratificate

În conformitate cu recomandările normativului NP 112-04 valoarea presiunii acceptate pe teren este de natura unei presiuni plastice (p_{pl}). La determinarea presiunii limită a stratului moale se va lua în considerare lățimea B_z a fundaţiei convenţionale care se calculează cu relaţia:

$$B_z = \sqrt{F_z + a^2} - a \tag{9.14}$$

în care:

$$F_z = \frac{p_n \cdot B \cdot L}{\sigma_z} \tag{9.15}$$

$$a = \frac{L - B}{2} \tag{9.16}$$

Înălţimea pernei se determină prin încercări succesive, începând de la o înălţime minimă H_p=0,80m, până când este îndeplinită condiţia de presiune:

$$\sigma_1 + \sigma_{gz} \leq p_{pl,teren\ natural} \tag{9.17}$$

Se verifică şi condiţia de tasare, calculând tasarea efectivă S_{ef}, prin metoda însumării pe straturi elementare:

$$S_{ef} \leq S_{adm} \tag{9.18}$$

Având în vedere că dispunerea pernei are ca principal efect reducerea şi uniformizarea tasării efective, o soluţie mai corectă pentru determinarea grosimii pernei este aceea care determină grosimea pernei din condiția de tasare, utilizând relaţia (9.18).

Pentru aceasta se va trasa un grafic care exprimă legătura dintre lăţimea fundaţiei, grosimea pernei şi tasare, Fig. 9.53, din aceasta determinându-se grosimea pernei în funcţie de tasarea maximă admisibilă (S_{max}=5cm).

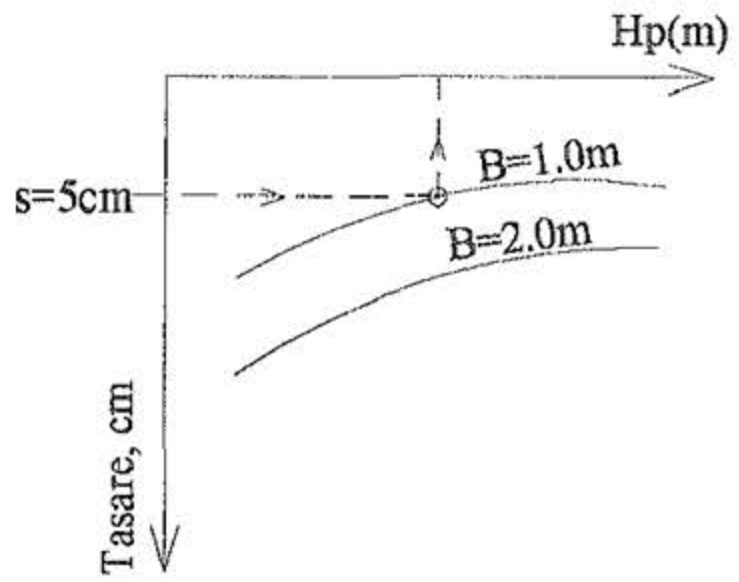


Fig. 9.53. Influenţa grosimii pernei asupra tasării

Determinarea extinderii în plan a pernei se face, înafara construcţiei, considerând plane înclinate la 45^0, de la baza fundaţiei.

Pentru terenuri foarte slabe, înainte de realizarea pernei se va executa un blocaj, cu grosimea de aproximativ 70cm, alcătuit din blocuri de

piatră (cap de berbec). Astfel se îmbunătăţeşte zona inferioară a săpăturii, dar pe acest strat nu se contează în calculul capacităţii portante a pernei de pământ.

Efectul pernei de pământ constă în reducerea semnificativă a tasărilor diferenţiale ale construcţiei şi creşterea capacităţii portante a terenului slab de la talpa fundaţiei.

9.9.2. Metoda compactării

Urmăreşte reducerea volumului porilor din terenul de fundare, reducerea deformabilităţii pământului etc.

Compactarea se realizează în două variante: compactarea de suprafaţă sau compactarea de adâncime.

9.9.2.1. Compactarea de suprafaţă

Compactarea de suprafaţă uşoară, este realizată cu cilindri compactori lişi pentru materiale coezive şi cu cilindri compactori vibratori pentru materiale necoezive. Principiul metodei constă în trecerea repetată a cilindrului peste stratul de pământ de compactat, până la atingerea gradului de compactare D indicat de proiectant în funcţie de importanţa construcţiei, dar D≥95%.

Compactarea cu utilaje pe pneuri, este recomandată în special pentru pământuri coezive.

Compactarea de suprafaţă poate fi realizată cu mai greu sau supergreu, principiul metodei fiind acela al compactării funcţie de lucrul mecanic de cădere. Se aplică un număr n de lovituri, pe aceeaşi urmă, cu o suprapunere de 1/3 din urmă, până la obţinerea refuzului (denivelare mai mică de 5cm).

9.9.2.2. Compactarea de adâncime

Compactarea prin metode dinamice se foloseşte rar, deoarece sunt necesare utilaje speciale, iar în teren se induc vibraţii, care ar putea influenţa negativ construcţiile învecinate. Acest tip de compactare se realizează în nisipuri afânate, principiul metodei constând în căderea unor greutăţi la nivelul terenului natural, nivelat. Cu cât lucrul mecanic efectuat la cădere va fi mai mare, cu atât adâncimea de compactare va fi mai mare.

a. Compactarea prin procese de vibrocompactare în pământuri granulare.

Un prim procedeu constă în introducerea în teren a unui vibrator, Fig. 9.54. sub greutatea proprie şi sub influenţa unui jet de apă cu o presiune de 6-8 atm. Efectul vibraţiilor reduce frecarea dintre particulele de pământ, jetul de apă antrenează la suprafaţă particulele fine, în timp ce particulele grosiere se rearanjează, formându-se o cavitate la suprafaţa terenului.

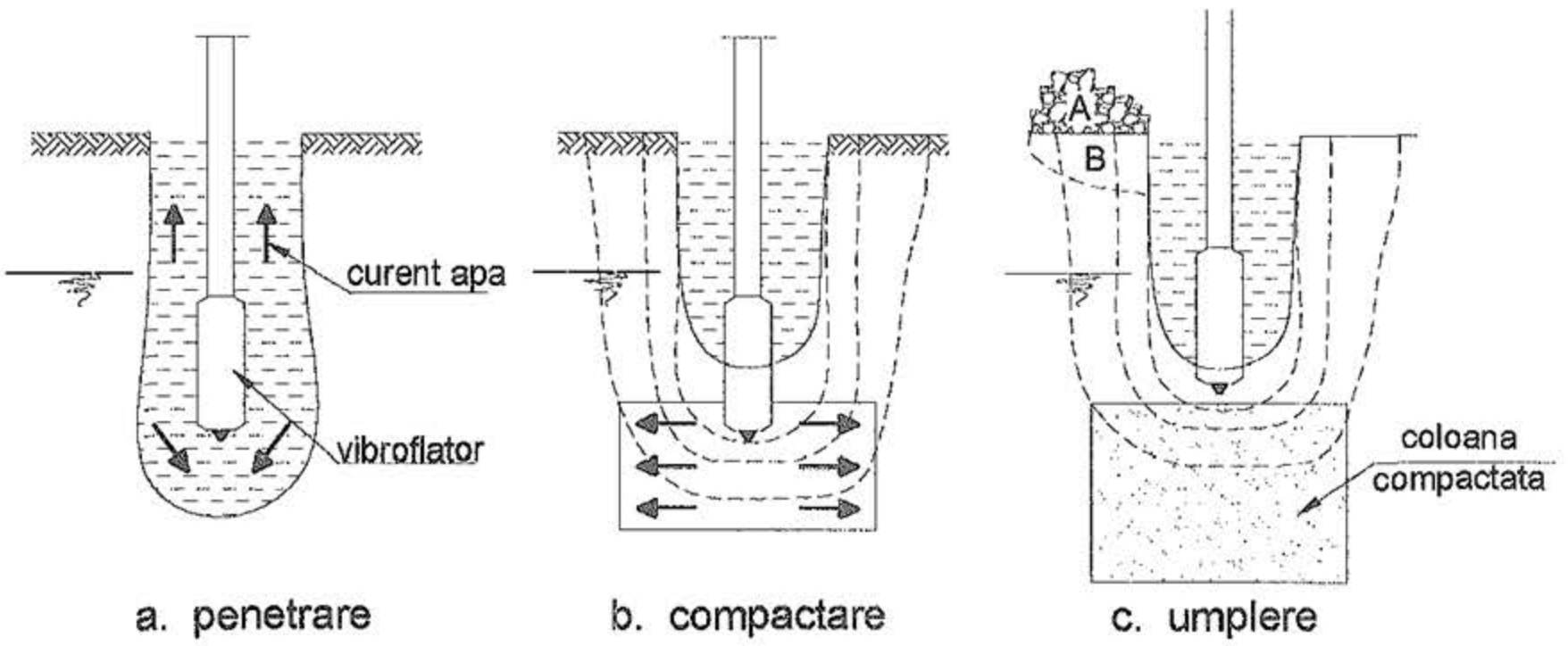


Fig. 9.54. Executarea coloanelor din material granular

În timp ce vibrocompactorul este extras din pământ, pe la partea superioară se introduce în crater material de aport (nisip, balast, piatră spartă).

Un procedeu mai nou este cel al realizării unor coloane din material granular (piatră spartă, pietriş etc.). Tehnologia constă în introducerea în teren a unui vibrator, sub influenţa vibraţiilor şi a aerului comprimat, Fig. 9.55.

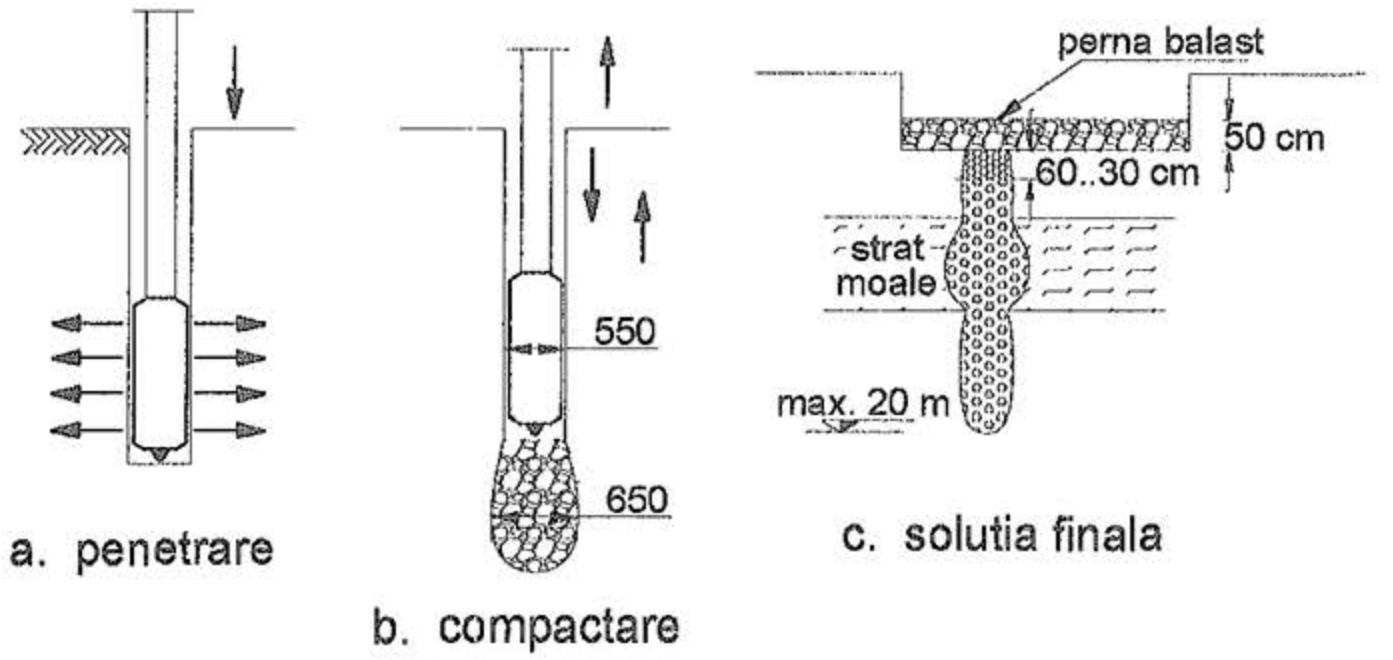


Fig. 9.55. Procedeul de vibroîndesare cu coloane din material granular (Keller)

După atingerea cotei de execuţie a coloanei se ridică vibratorul şi se introduce în golul rămas piatră spartă care se compactează prin

repenetrare. Distanţa la care se dispun coloanele de balast este de 1-1,50m în ochiurile unei reţele dreptunghiulare. Soluţia nu poate fi realizată în pământuri care au o coeziune nedrenată: $c_u \leq 15$ kPa.

Soluţia de îmbunătăţire a terenului de fundare conduce, prin adaosul de material granular, la creşterea capacităţii portante şi a rigidităţii pământului. Conform teoriei lui Priebe (1995) valorile parametrilor geotehnici ai pământului îmbunătăţit sunt:

$$tg\varphi^{comp} = m_1 \cdot tg\varphi_c + (1-m_1) \cdot tg\varphi$$

$$c^{comp} = (1-m_1) \cdot c \qquad (9.19)$$

$$M^{comp} = n_0 \cdot M$$

în care: φ_c, M_c - reprezintă parametrii geotehnici ai materialului din coloane,

φ^{comp}, c^{comp}, M^{comp} - parametrii geotehnici ai sistemului compozit pământ – coloane,

φ, c, M - parametrii geotehnici ai pământului înainte de îmbunătăţire.

Determinarea factorului de îmbunătăţire $n_{0,i}$, pentru fiecare strat de pământ, se face graficul din Fig. 9.56.

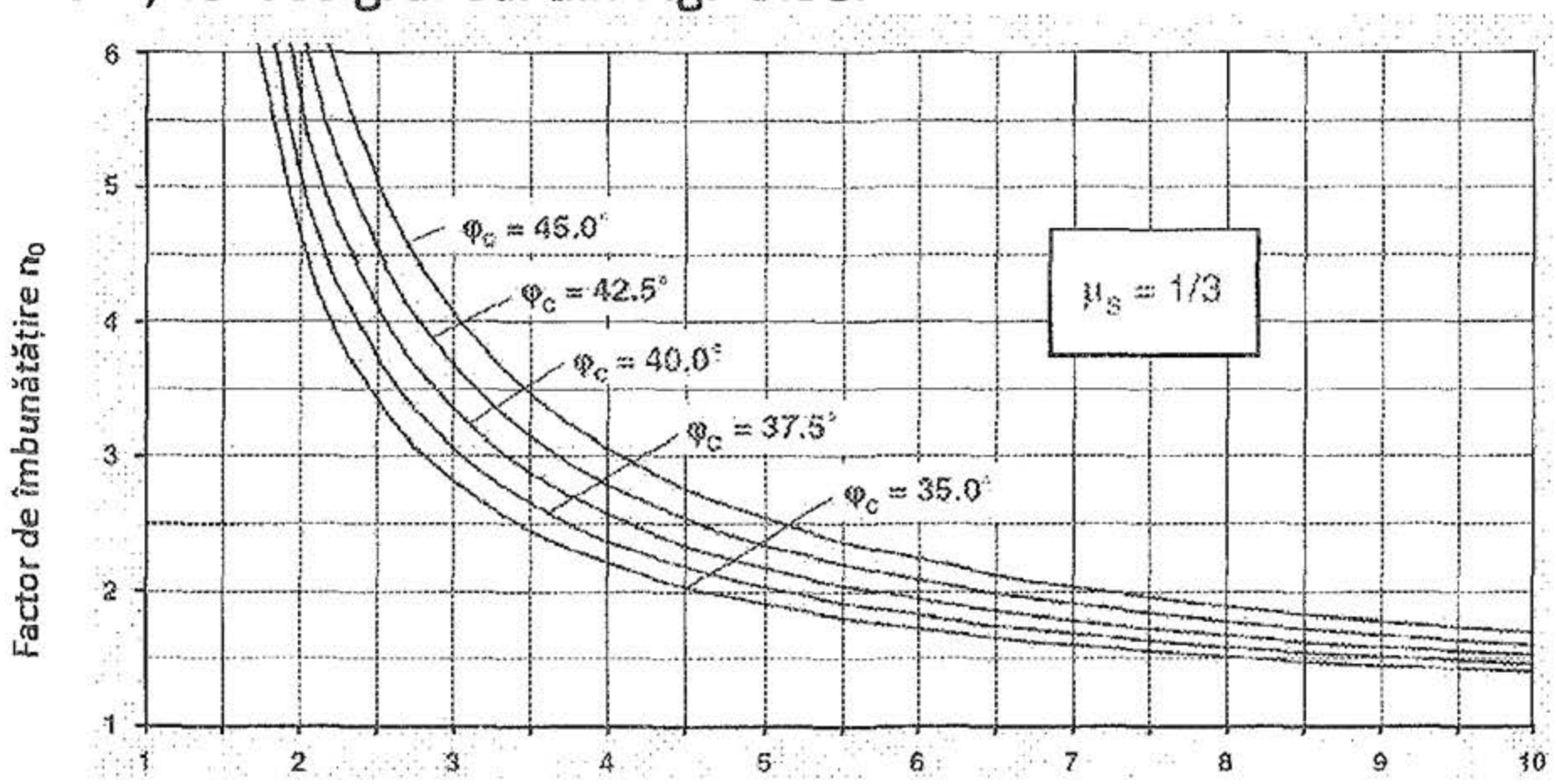


Fig. 9.56. Grafic pentru determinarea factorului n_1 (Priebe, 1995)

în care: A – aria în plan a suprafeţei îmbunătăţite ($1,5 \times 1,5 = 2,25 m^2$),

A_c - aria coloanei îmbunătăţite ($= \frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$),

în care: D_c - este diametru coloanei ($\frac{\pi \cdot 0.65^2}{4} = 0.33m^2$),

$$\frac{A}{A_c} = \frac{2.25m^2}{0.33m^2} = 6.82 .$$

Determinarea factorului de proporţionalitate m_1 pentru fiecare strat de consolidare ($m_{1,1}$, $m_{1,1m}$ etc.) se face cu ajutorul graficelor din Fig. 9.57., în care în funcţie de raportul modulilor de deformaţie (M_c/M) şi unghiul de frecare internă a materialului din coloană (φ_c) se dau valorile corecţiei raporturilor ariei. Se corectează raportul iniţial al ariilor, şi folosind graficul din Figura 9.57, se obţine factorul de îmbunătăţire corectat n_1. Factorul de proporţionalitate este: $m_1 = \frac{(n_1 - 1)}{n_1}$.

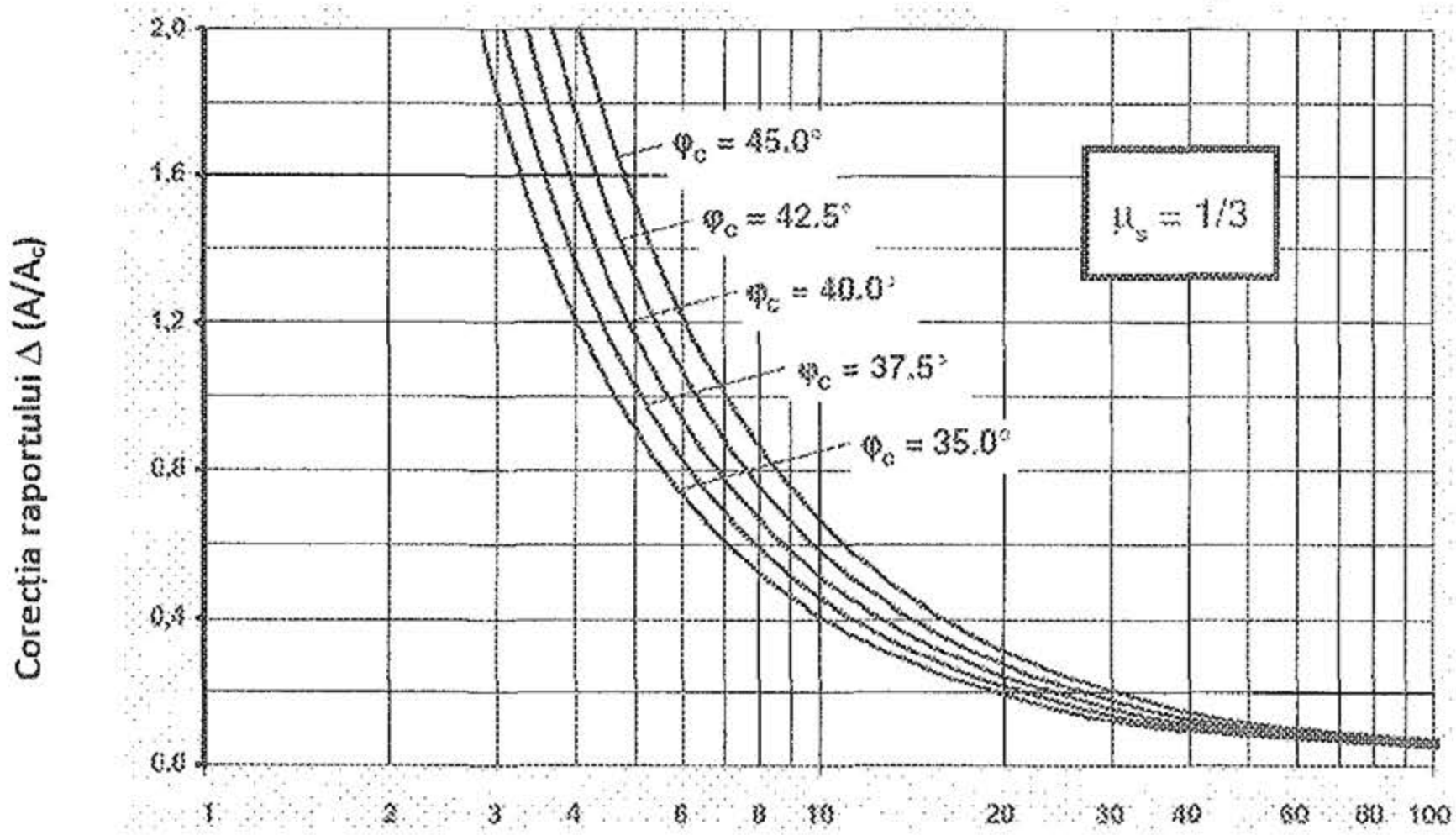


Fig. 9.57. Grafic pentru determinarea corecției aplicate raportului de arii (Priebe, 1995)

Valorile modulului de deformaţie a materialului din coloană se ia cu valori diferite, în funcţie de rezistenţa laterală a terenului natural: atunci când terenul natural (strat) are o consistenţă mai mică şi valoarea modulului de deformaţie a materialului din coloană este mai redusă (compresibilitate cu deformaţii laterale parţial împiedicate).

Dacă terenul de fundare îmbunătăţit străbate două straturi de pământ, parametrii geotehnici ai pământului îmbunătăţit se determină prin însumarea efectelor.

$$M_1^{comp} = n_{0,1} \cdot M_1$$
$$M_2^{comp} = n_{0,2} \cdot M_2 \qquad (9.20)$$
$$tg\varphi_1^{comp} = m_{1,1} \cdot tg\varphi_c + (1 - m_{1,1}) \cdot tg\varphi_1$$
$$tg\varphi_2^{comp} = m_{1,2} \cdot tg\varphi_c + (1 - m_{1,2}) \cdot tg\varphi_2 \qquad (9.21)$$
$$c_1^{comp} = (1 - m_{1,1}) \cdot c_1$$
$$c_2^{comp} = (1 - m_{1,2}) \cdot c2 \qquad (9.22)$$

Cu ajutorul acestor parametri geotehnici se dimensionează sistemul de fundare rezemat pe terenul îmbunătăţit.

b. Un alt procedeu de îmbunătăţire a terenului de fundare este compactarea prin împănare de piatră 100-200mm, Fig. 9.58.

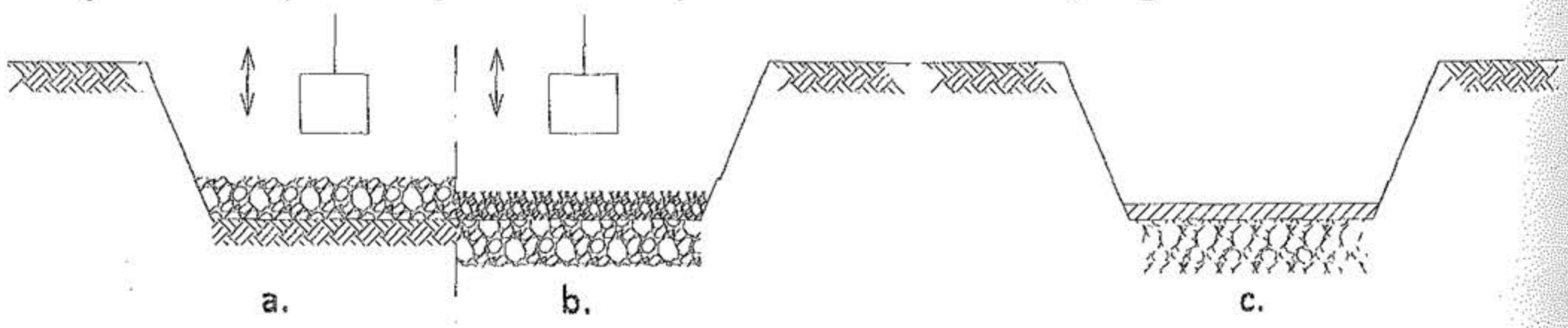


Fig. 9.58. Compactarea terenului prin împănare de piatră

Procedeul cuprinde următoarele etape:

1. Executarea unei săpături generale de 50 cm, sub cota tălpii fundaţiei dată prin proiect.

2. Împănarea terenului de fundare cu piatră brută pe cale dinamică (3 straturi succesive). Baterea se face cu un mai greu (4.5 to), care cade de la o înălţime de 6...8m, cu o frecvenţă de 5...8 lovituri/urmă. Condiţia de refuz a tasării (amprenta) este de 5cm/urmă, sub o lovitură de mai. Ordinea de execuţie a coloanelor este dată în Fig. 9.59. Grosimea totală a celor trei straturi de piatră va fi de min 70cm.

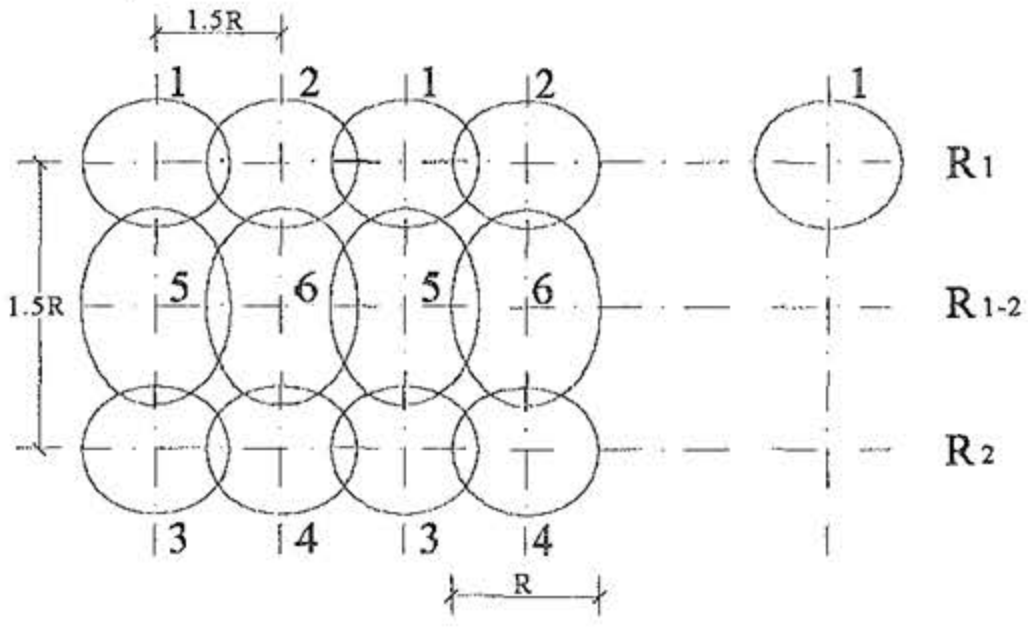


Fig. 9.59. Ordinea de executare a coloanelor

3. Aşternerea unui strat de balast de 20cm sau de piatră spartă - 40÷80cm. Prin această tehnologie terenul de fundare existent (deformabil) se transformă într-un pământ caracterizat prin blocuri de piatră cu interspaţiile umplute cu pământ argilos. Stratul de îmbunătăţire se obţine prin împănarea pietrei sparte în terenul natural (cu cilindru compactor de 10to, cu vibrator). La partea superioară se aşterne un strat de splint (16-25mm) pentru împănarea la partea superioară a stratului de blocaj şi nisip grăunţos sau savură (0-7mm) ca strat de protecţie a geotextilului.

4. Un procedeu eficient de consolidare a terenurilor slabe de fundare este procedeul SOIL-CONS (Matyas, 2008). Etapele de executare a consolidării sunt:

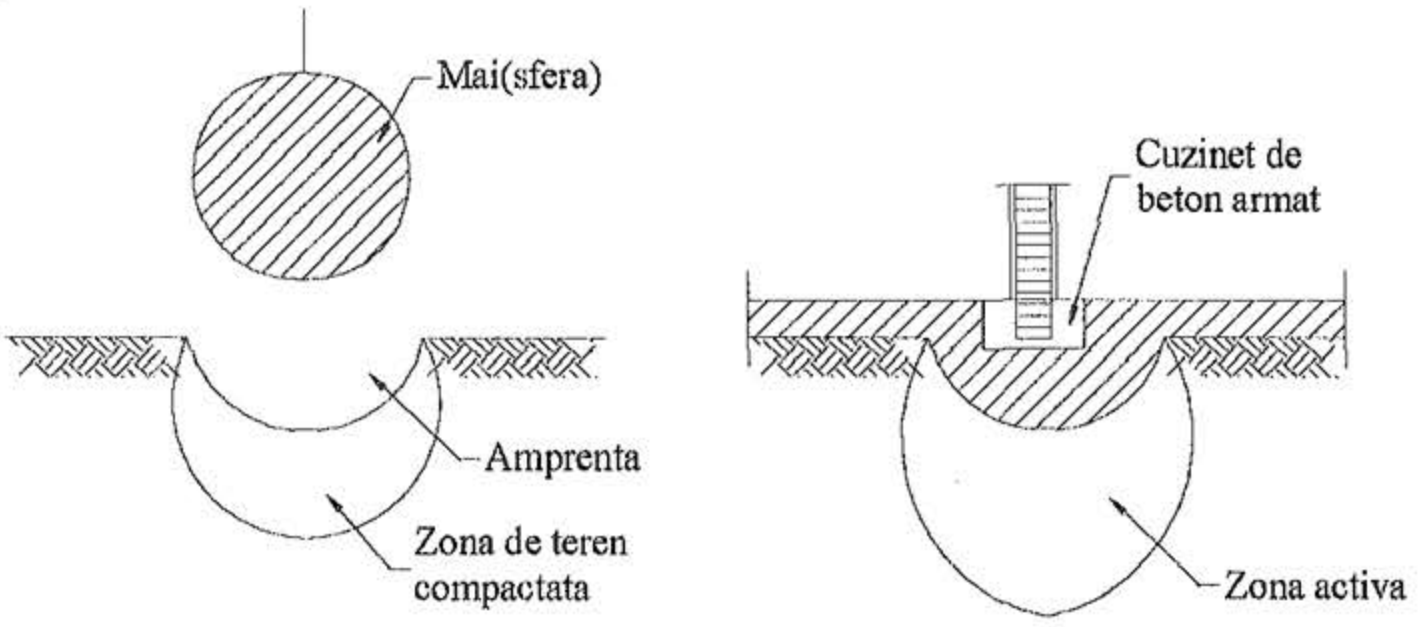


Fig. 9.60. Procedeul SOIL-CONS

– executarea unei amprente în terenul slab, prin baterea cu un mai sferic, Fig. 9.60.,

– executarea în zona amprentei a unei fundaţii izolate rigide/elastice.

Procedeul poate fi folosit pentru realizarea unor fundaţii izolate, dar şi pentru realizarea unei reţele de grinzi sau a unui radier general, Fig. 9.61.

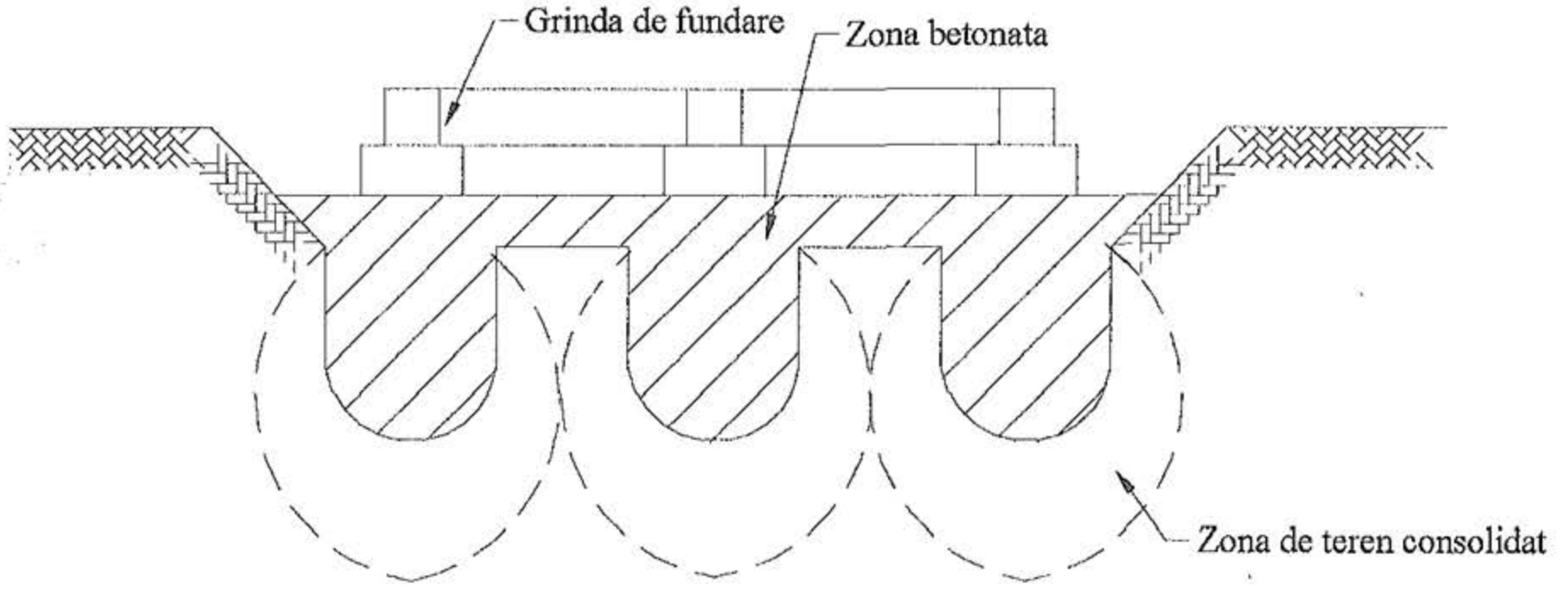


Fig. 9.61. Executarea unei fundaţii pe teren consolidat

Un procedeu similar este acela de execuţie a unor fundaţii în gropi ştanţate (Marin, 1983). Procedeul constă în realizarea unor gropi stanţate,

prin procedeul de batere sau vibrare, Fig. 9.62. şi executarea de fundaţii izolate (elastice) sau continue.

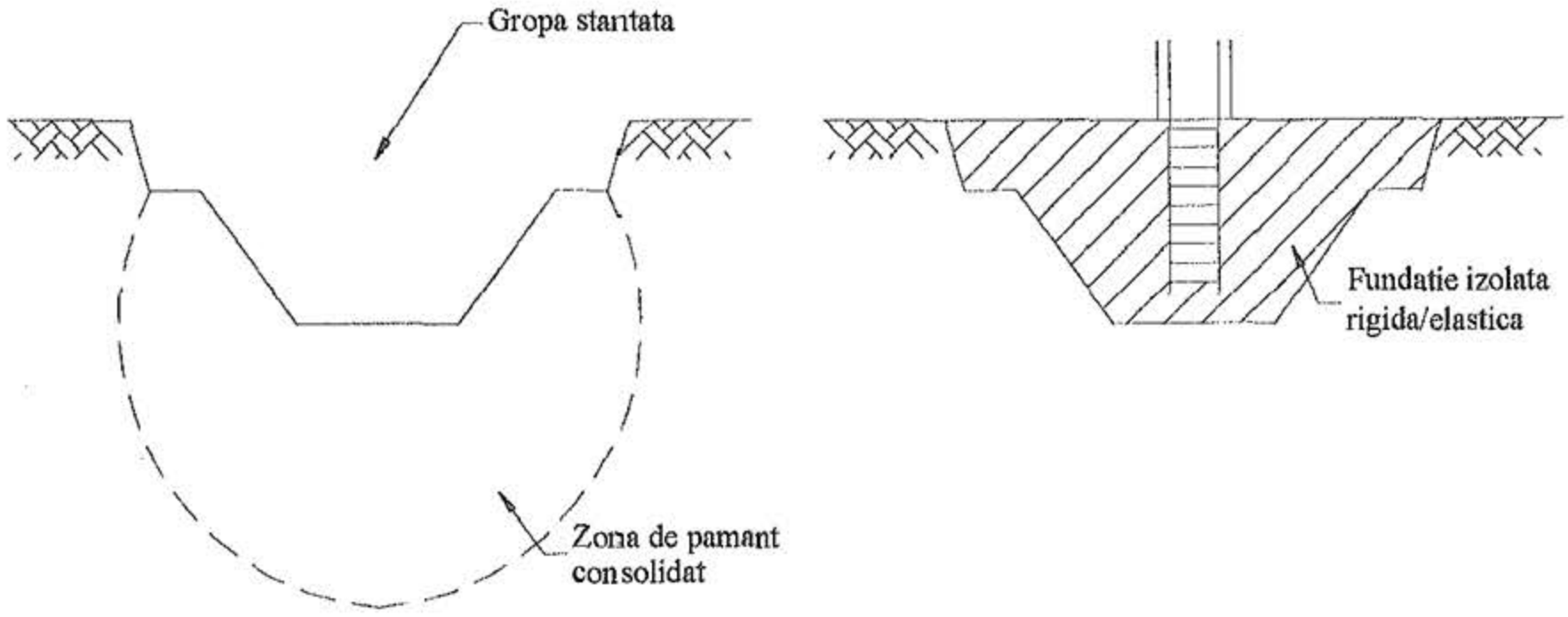


Fig. 9.62. Procedeul de consolidare prin ştanţare

9.9.3. Compactare prin intermediul piloţilor

Tipurile de piloţi folosiţi sunt: piloţi de var, piloţi de nisip şi piloţi de beton, dar şi dispuneri intercalate de piloţi de var şi piloţi de nisip, sau piloţi de beton şi piloţi de nisip.

Principiul metodei are la bază realizarea piloţilor: de la suprafaţa terenului se realizează găuri, prin introducerea unui tub metalic în teren, se extrage tubul şi gaura se umple cu var, nisip sau beton, concomitent cu extragerea tubului.

9.9.3.1. Piloţi de var

Efectele folosirii în adâncime a piloţilor de var nestins sunt:

– Se realizează compactarea pământului prin baterea ţevii închise la partea inferioară, necesare la executarea găurii,

– Varul nestins, în contact cu apa din porii pământului conduce la reacţii chimice, cunoscute sub numele de stingerea varului. Reacţiile se produc cu emisie de căldură, care prin evaporaţie, reduce umiditatea din teren, consecinţele fiind reducerea plasticităţii şi o mai bună consistenţă a terenului,

– Prin capacitatea de schimb ionic a varului(ionii de calciu bivalenţi, înlocuiesc ionii de sodiu, cei mai hidrofili), se evacuează apa din complexul de adsorbţie,

– Prin întărire, varul stins creează un material cu rezistenţă la forfecare mai mare decât pământul înconjurător.

La folosirea alternativă a piloţilor de var nestins şi a piloţilor de nisip, căldura degajată prin stingerea varului, conduce la evacuarea apei din teren prin piloţii de nisip.

9.9.3.2. Piloți de nisip

Efectele folosirii în adâncime a piloţilor de nisip sunt:

– Se realizează îndesarea pământului prin executarea găurii,

– În masa de pământ moale, pilotul de nisip funcţionează ca un dren radial, prin drenarea apei şi evacuarea ei prin evaporare, crescând plasticitatea pământului,

– Rezistenţa la forfecare va creşte foarte mult (rezistenţa la forfecare a nisipului, cu un unghi al frecării interne $\varphi=30\div38^0$ este mai mare decât cea a terenului coeziv, cu $\varphi=10\div12^0$ şi cu coeziune $c\approx10kPa$).

Piloţii din beton simplu se execută din betoane de clase inferioare; ei pot fi interpuşi cu cei de nisip, efectele fiind similare.

9.9.4. Metoda injectării

Injectarea pământului are ca scop umplerea golurilor existente în pământ şi fisurilor din roci, cât şi umplerea fisurilor din pământuri şi crearea unui amestec format din soluţia de injectare şi particulele de pământ, care prin întărire conduc la o masă de pământ stabilizat.

Injectarea se realizează cu următoarele materiale: ciment, silicat de sodiu, argilă sau combinaţii de materiale: ciment şi argilă, ciment, silicat de sodiu şi argilă,silicat de sodiu şi întăritor.

Injectarea substanţelor liante poate conduce la o creştere a capacităţii portante a pământului de până la trei ori, micşorându-se tasarea posibilă şi împiedicând infiltraţia apei în pământ.

Din punct de vedere al modului în care se introduce suspensia liantă în pământ, injectarea se face prin trei tehnologii (Popa, 2009, Klein, 1986):

a. Injectare de umplere,

b. Injectare de clacare,

c. Jet grouting (injectare la presiune înaltă).

a. Injectarea de umplere

Se foloseşte în cazul pietrişurilor, nisipurilor mijlocii, argilelor nisipoase. Injectarea se face la presiune scăzută, 0,5÷1atm, pentru a umple golurile existente. Deoarece diametrul porilor este mic, circulaţia

suspensiei va fi îngreunată, iar porii se vor umple doar parţial. Prin injectare se va produce şi o îndesare a particulelor minerale, Fig. 9.63.

b. Injectarea de clacare

Se foloseşte la structurile de pământ de tip argilos, cu pori foarte mici. Soluţia injectată la o presiune de 0÷5atm, va pătrunde printre particule, îşi va crea un drum sub forma unei benzi, prin îndepărtarea particulelor, exercitând asupra lor o presiune. Benzile astfel formate se extind pe orizontală, apoi pe verticală, creând lentile de material tare, care modifică portanţa pământului, Fig. 9.64.

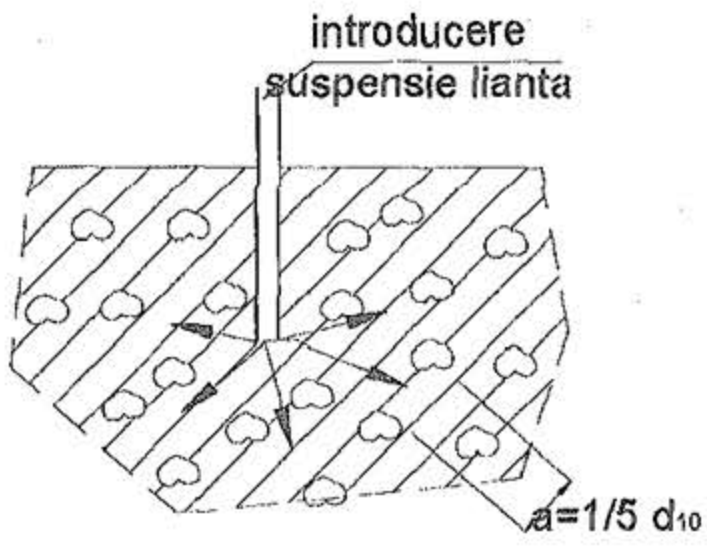


Fig. 9.63. Injectarea de umplere

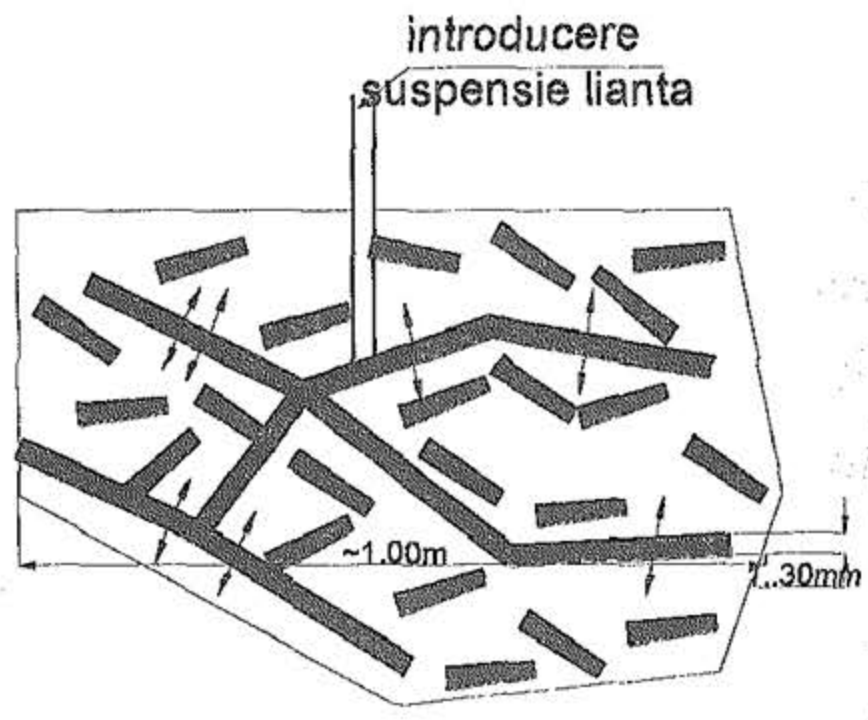


Fig. 9.64. Injectarea de clacare

Clacarea, fracturarea pământului se extinde pe orizontală, pe circa 1m, astfel încât, următoarea injectare se va face pentru a acoperi alt diametru de 1m. Injectarea de clacare care realizează concomitent, umplerea şi clacarea pământului, va creşte rezistenţa pământului, dar va scădea permeabilitatea acestuia.

c. Jet grouting (injectarea la presiune înaltă).

Presiunea de injectare este în acest caz de până la 30 atmosfere.

Metoda are la bază următorul principiu: se injectează un jet de apă, la diferite adâncimi, formându-se astfel în pământ un gol, care ulterior se umple cu o substanţă liantă, Fig. 9.65.

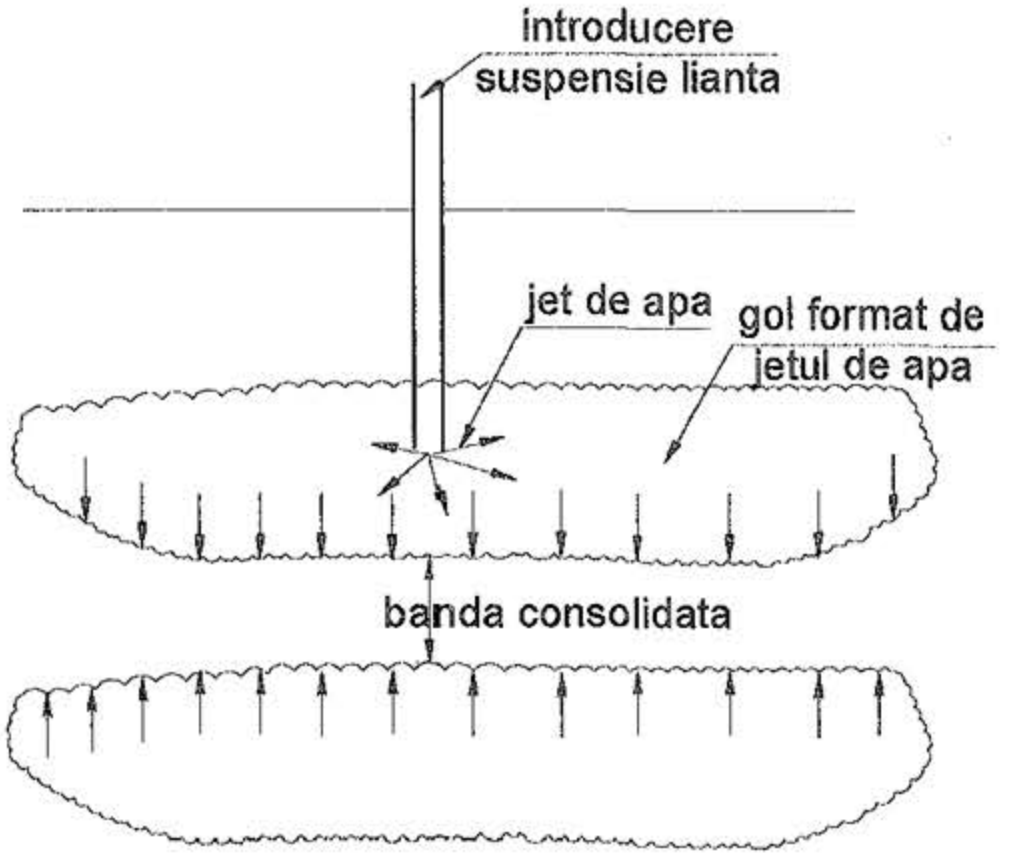


Fig. 9.65. Injectarea la înaltă presiune

Din punct de vedere al modului în care se realizează injectarea, tehnologiile sunt următoarele:

– Injectare cu lancea

Tubul pentru introducerea suspensiei se introduce în pământ prin batere sau prin forare, se introduce apoi lancea, iar suspensia pătrunde în pământ cu ajutorul unei pompe de mortar, provenind dintr-un malaxor special, suspensia fiind foarte bine omogenizată în prealabil, Fig. 9.66.

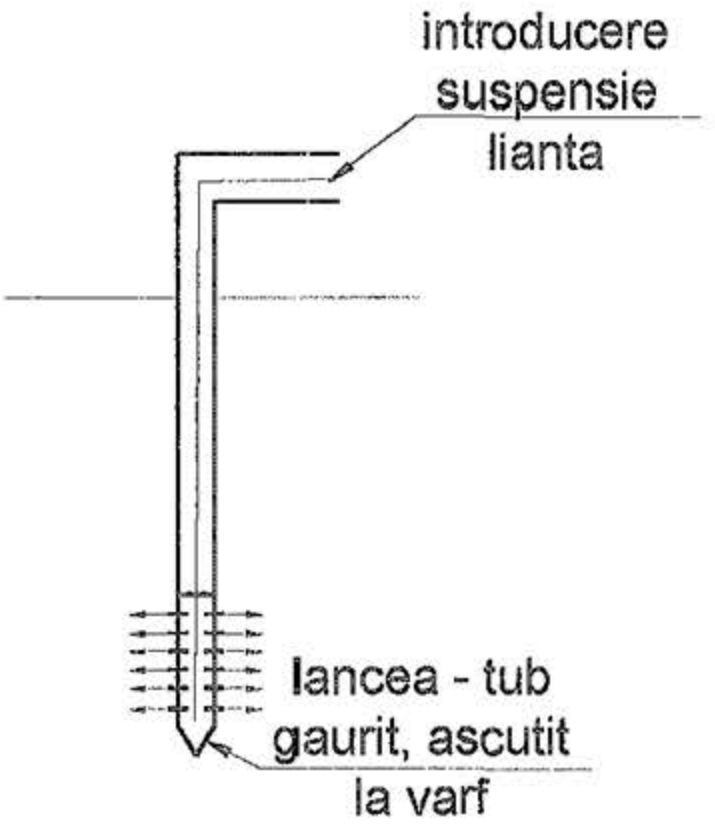


Fig. 9.66. Injectarea cu lancea

– *Injectare cu tuburi cu manşetă*, Fig. 9.67.

Pentru realizarea găurii se va face un foraj, protejat de un tub metalic sau sub protecţia noroiului bentonitic. Înainte de introducerea suspensiei se introduce tubul de injectare, format din mai multe tronsoane, cu manşete. La injectare, manşeta se va umfla sub presiune, lăsând suspensia liantă să pătrundă în pământ. Tubul cu manşetă se pierde la injectare, rămânând în gaura de foraj.

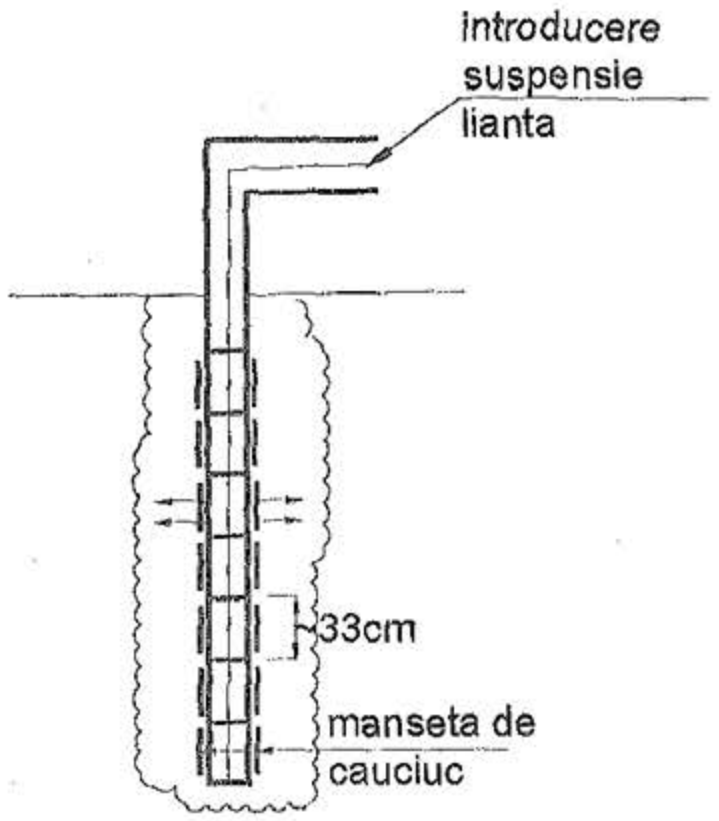


Fig. 9.67. Injectarea cu tuburi de manşetă

– Injectare cu presetupa.

10. FUNDAŢII PENTRU CONSTRUCŢII ÎNALTE

10.1. Combinarea acţiunilor în stare limită

În această categorie încadrăm: castelele de apă, coşurile de fum, centralele eoliene etc., în general construcţiile care sunt solicitate de încărcări orizontale importante.

Încărcările care se iau la dimensionarea acestor sisteme sunt:

– acţiuni permanente(E): greutatea proprie, umplutura de pământ, greutatea proprie a fundaţiei,

– acţiuni variabile(Q): împingerea apei, acţiunea vântului, acţiunea zăpezii etc.,

– acţiuni accidentale(A): cutremurul, impactul vehiculelor etc.

Combinarea acţiunilor pentru starea limită ultimă (GEO/STR) se face conform relaţiilor:

– combinaţie fundamentală:

$$\sum_{j=1}^{n} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i} \qquad (10.1)$$

– combinaţie accidentală:

$$\sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,i} sau \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,l} \qquad (10.2)$$

– combinaţie în situaţie de proiectare seismică:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_1 \cdot A_{E,K} + \sum_{i>1}^{m} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,l} \qquad (10.3)$$

Valorile coeficientului ψ se dau în Tabelul 2.5 (EN 1991-1-1), iar coeficienţii parţiali de siguranţă pentru cazurile de proiectare 1÷3 (conform SR EN 1992) se dau în Tabelul 2.7 şi 2.8. Se va ţine seama de faptul că pentru verificarea la răsturnare (EQU), încărcările permanente sunt favorabile, iar cele accidentale sunt nefavorabile. Pentru acţiunea permanentă a apei $\gamma_g = 1.0$. În combinaţia de proiectare seismică valoarea lui γ_1 este un coeficient de importanţă a construcţiei (conform CR 0-2005).

10.2. Conformarea fundaţiilor

Forma tălpii fundaţiilor se stabileşte în funcţie de schema sistemului structural. Pentru sistemul de susţinere alcătuit din stâlpi perimetrali (castele de apă), sistemul de fundare este alcătuit din grinzi inelare, Fig. 10.1. În cazul în care avem un diametru mare al secţiunii suprastructurii, în locul unor fundaţii inelare se poate adopta şi soluţia de fundaţii poligonale, soluţia având avantajul unei cofrări şi armări mai comode a fundaţiei.

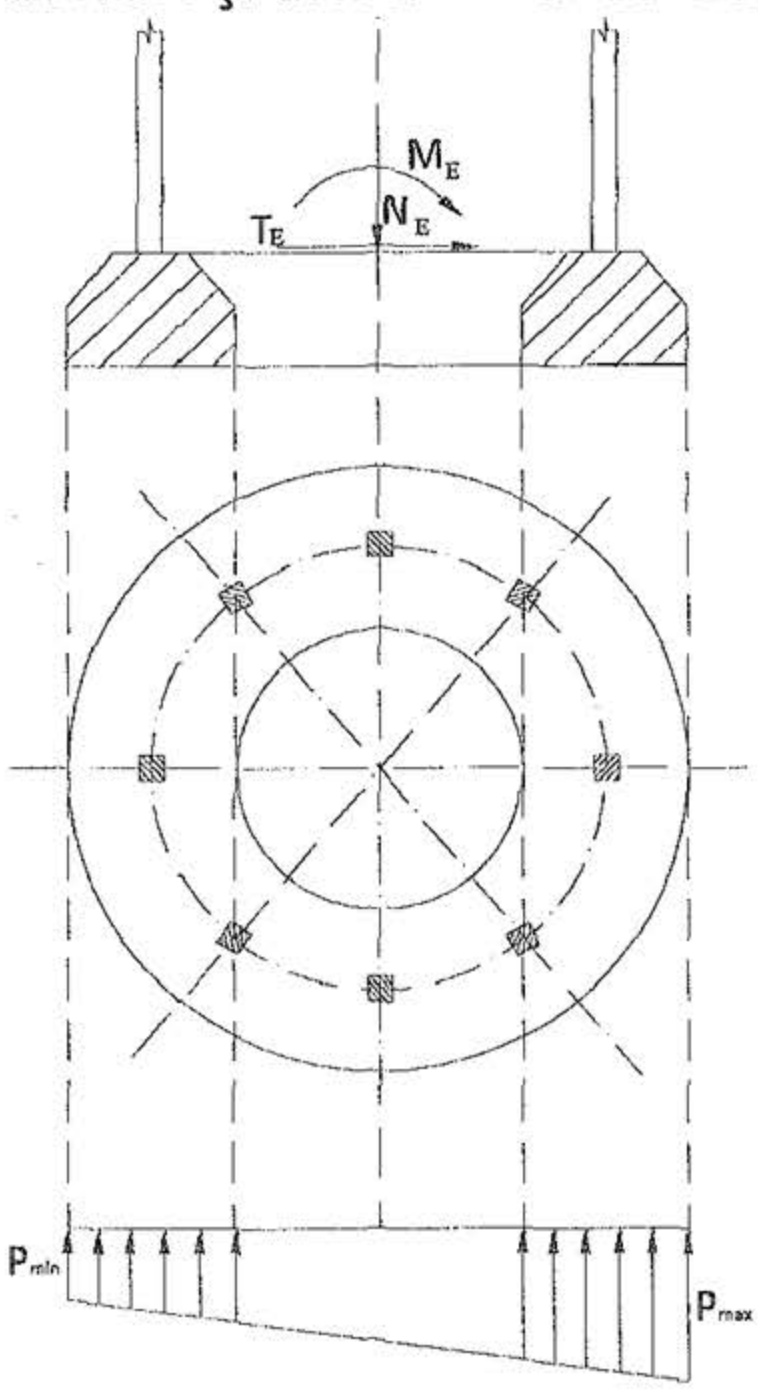


Fig. 10.1. Fundaţii inelare sub stâlpi inelari perimetrali

Conformarea secţiunii transversale a fundaţiei este aceeaşi ca şi pentru fundaţii continue din beton armat sub stâlpi (Capitolul 4).

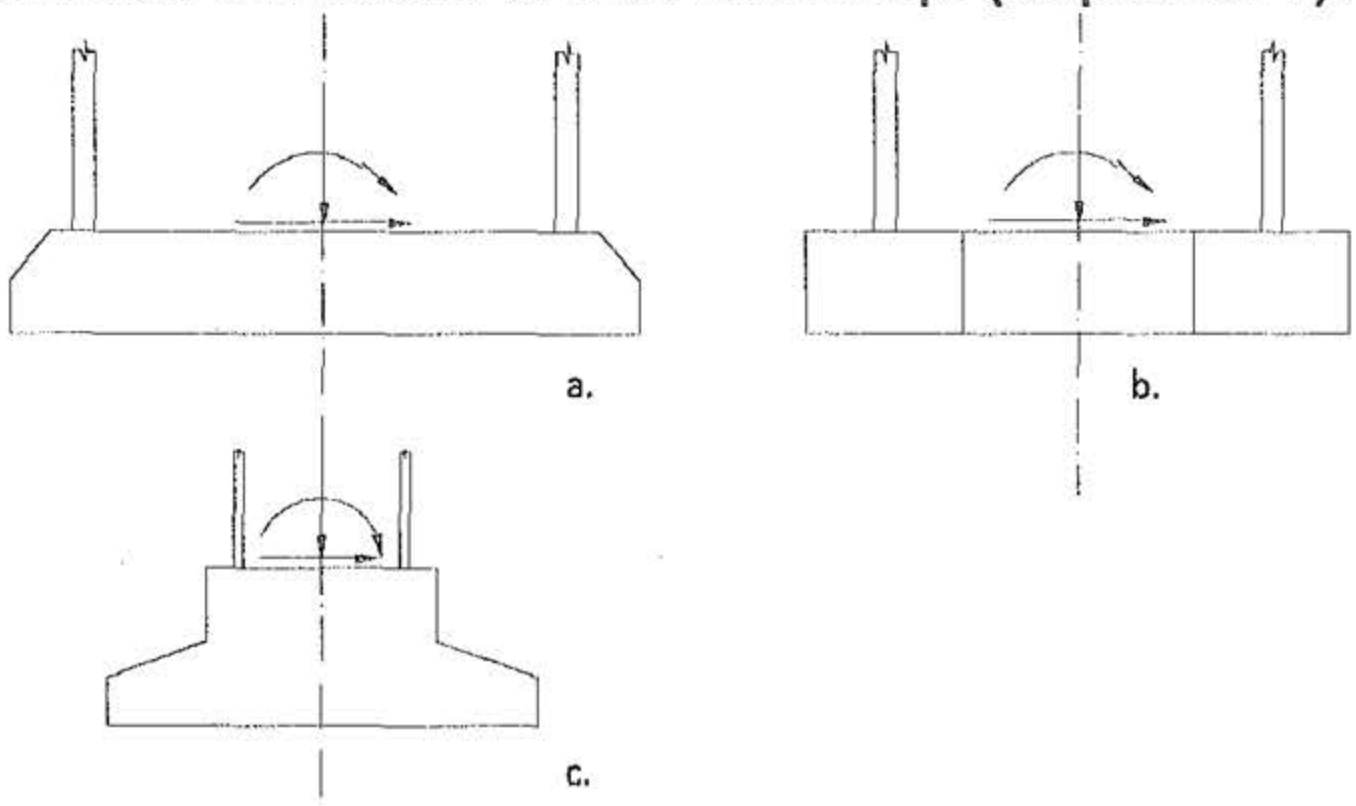


Fig. 10.2. Fundaţii sub pereţi structurali

Pentru scheletul de susţinere alcătuit din pereţi structurali (castele de apă, centrale eoliene etc.) sistemul de fundaţie este alcătuit din fundaţii inelare (b) sau plăci circulare, cu secţiune constantă (a) sau variabilă (c), Fig. 10.2.

Pentru cazul plăcilor circulare, conformarea fundaţiei se face după condiţiile constructive prezentate la radiere de beton armat (Capitolul 6).

Pentru construcţii foarte înalte (coşuri de fum, turnuri etc.), datorită încărcărilor orizontale mari care solicită construcţia, se impune adoptarea unor structuri de fundaţii realizate din plăci curbe şi radier circular sau inelar, Fig. 10.3. Plăcile curbe pot avea secţiune constantă sau variabilă, Fig. 10.3.b.

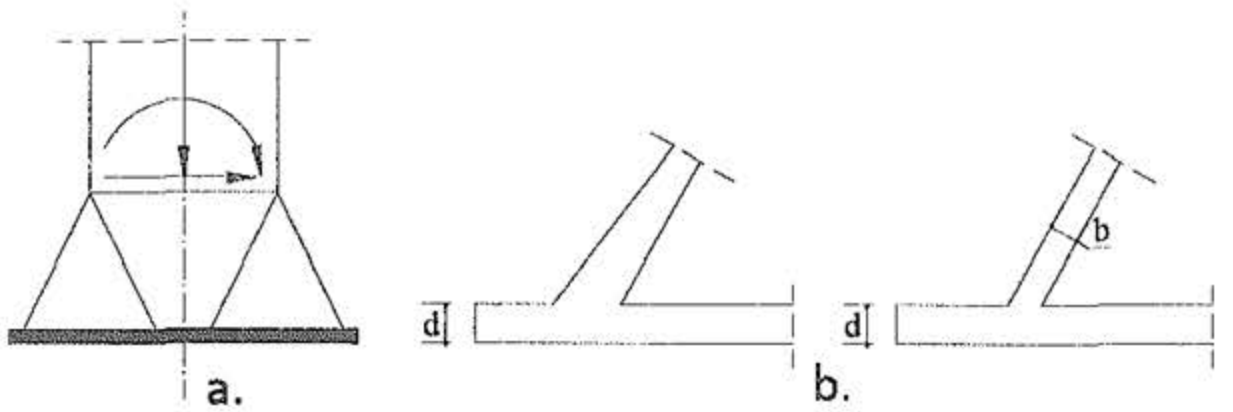


Fig. 10.3. Infrastructuri realizate din plăci

Admiterea unei suprafeţe pătrate pentru talpa fundaţiei este posibilă, calculul de predimensionare şi verificare făcându-se conform metodologiei analizate pentru fundaţiile izolate pătrate, Fig. 10.4.

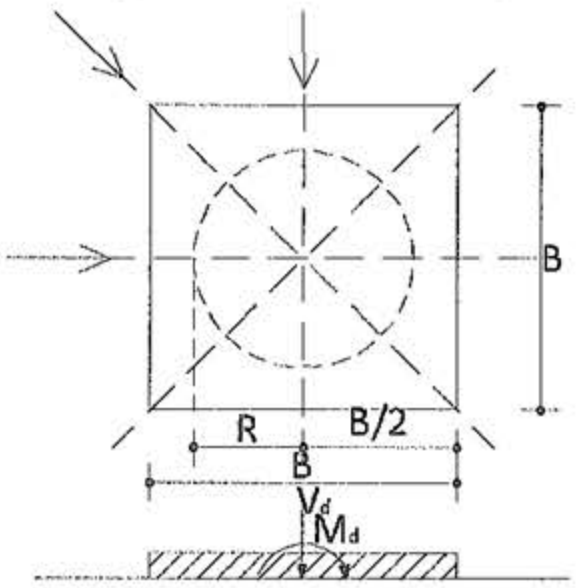


Fig. 10.4. Solicitările fundaţiilor construcţiilor înalte

Avantajele adoptării unei asemenea secţiuni sunt: executarea uşoară a săpăturii pentru fundaţie, armarea fundaţiei cu bare drepte paralele cu laturile fundaţiei.

Dezavantajul soluţiei constă în necesitatea verificărilor după direcţiile ortogonale, dar şi după direcţia diagonalei. De asemenea trebuie luată în considerare concentrarea de tensiuni în zona colţurilor fundaţiei, care necesită prevederea unor armături suplimentare sau a unor piloţi suplimentari după direcţia diagonalei.

10.2. Conformarea fundaţiilor

Forma tălpii fundaţiilor se stabileşte în funcţie de schema sistemului structural. Pentru sistemul de susţinere alcătuit din stâlpi perimetrali (castele de apă), sistemul de fundare este alcătuit din grinzi inelare, Fig. 10.1. În cazul în care avem un diametru mare al secţiunii suprastructurii, în locul unor fundaţii inelare se poate adopta şi soluţia de fundaţii poligonale, soluţia având avantajul unei cofrări şi armări mai comode a fundaţiei.

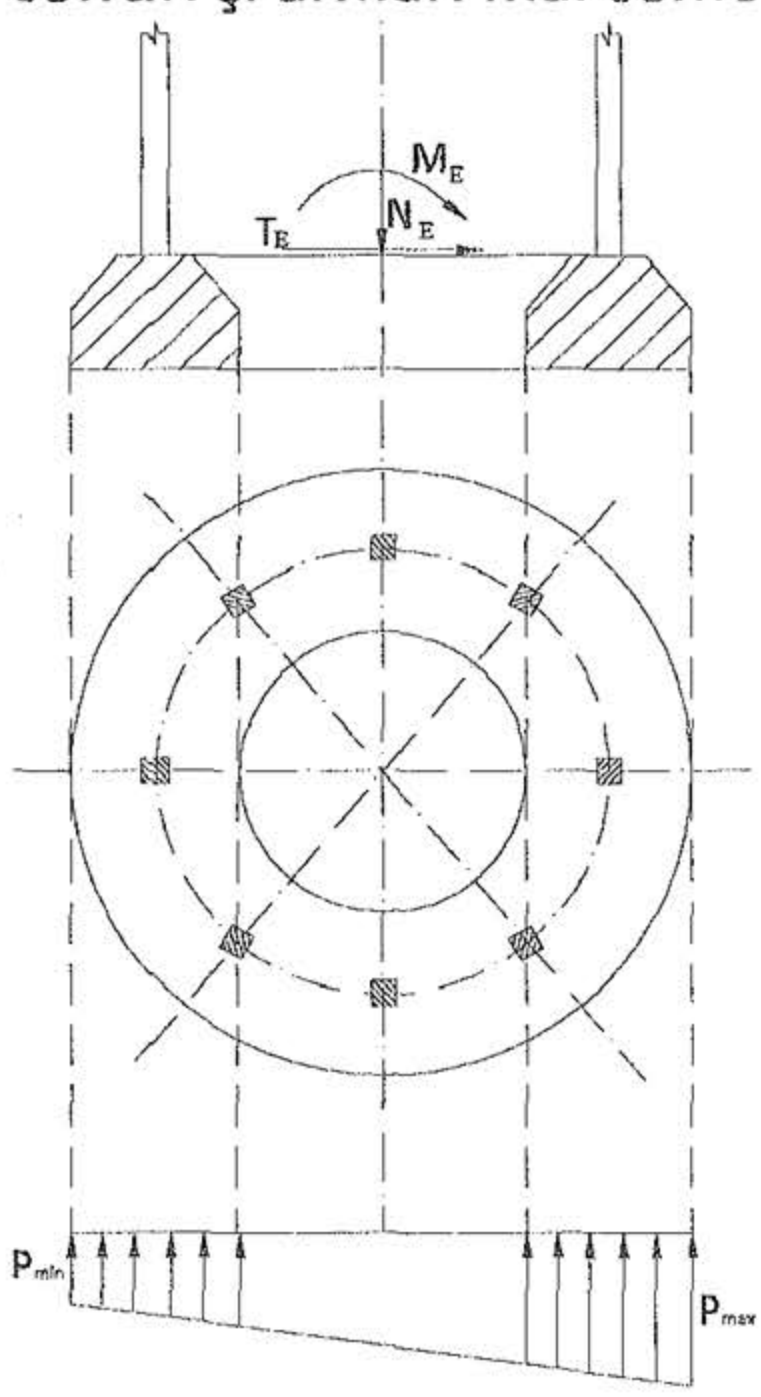


Fig. 10.1. Fundaţii inelare sub stâlpi inelari perimetrali

Conformarea secţiunii transversale a fundaţiei este aceeaşi ca şi pentru fundaţii continue din beton armat sub stâlpi (Capitolul 4).

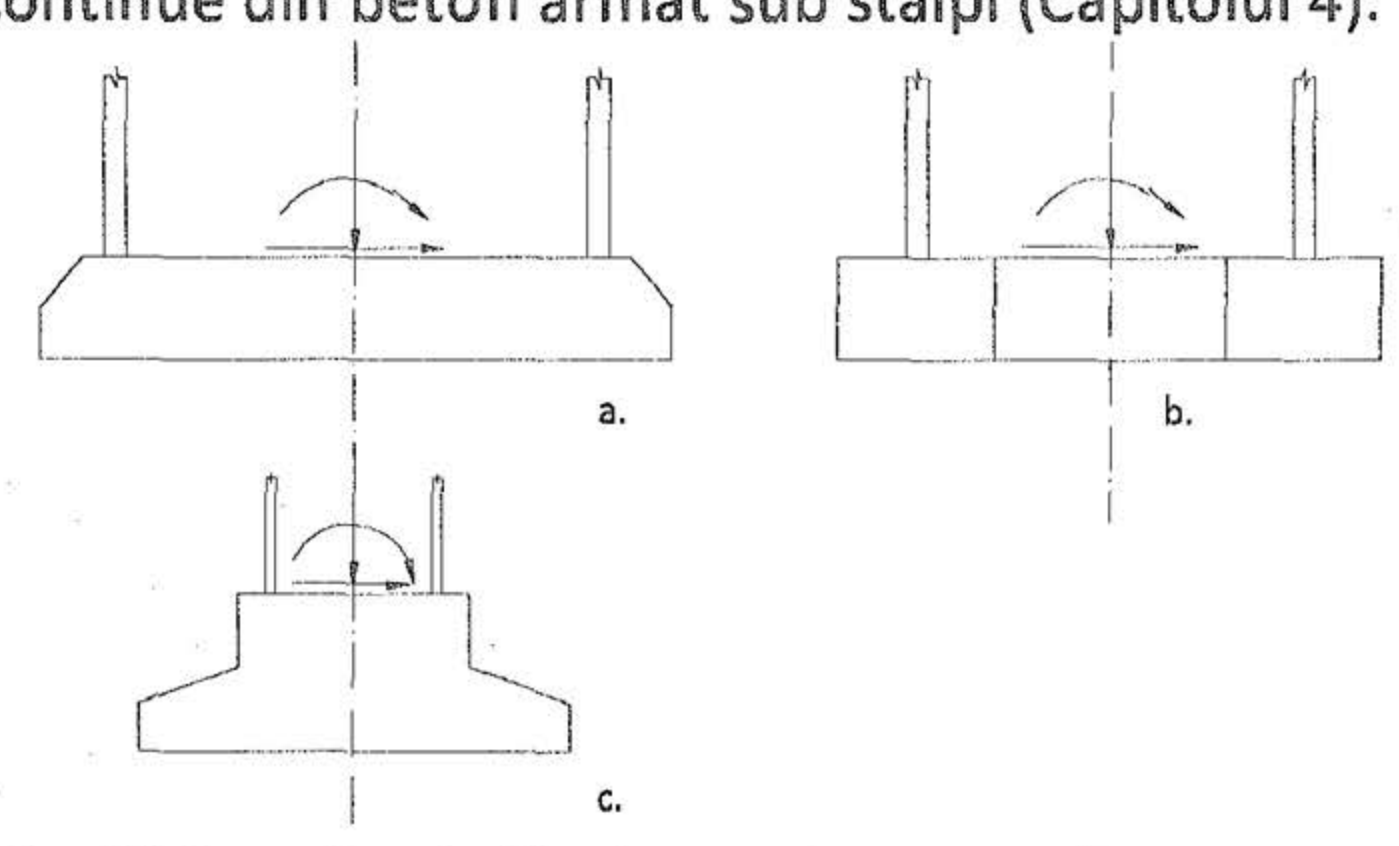


Fig. 10.2. Fundaţii sub pereţi structurali

Pentru scheletul de susţinere alcătuit din pereţi structurali (castele de apă, centrale eoliene etc.) sistemul de fundaţie este alcătuit din fundaţii inelare (b) sau plăci circulare, cu secţiune constantă (a) sau variabilă (c), Fig. 10.2.

Pentru cazul plăcilor circulare, conformarea fundaţiei se face după condiţiile constructive prezentate la radiere de beton armat (Capitolul 6).

Pentru construcţii foarte înalte (coşuri de fum, turnuri etc.), datorită încărcărilor orizontale mari care solicită construcţia, se impune adoptarea unor structuri de fundaţii realizate din plăci curbe şi radier circular sau inelar, Fig. 10.3. Plăcile curbe pot avea secţiune constantă sau variabilă, Fig. 10.3.b.

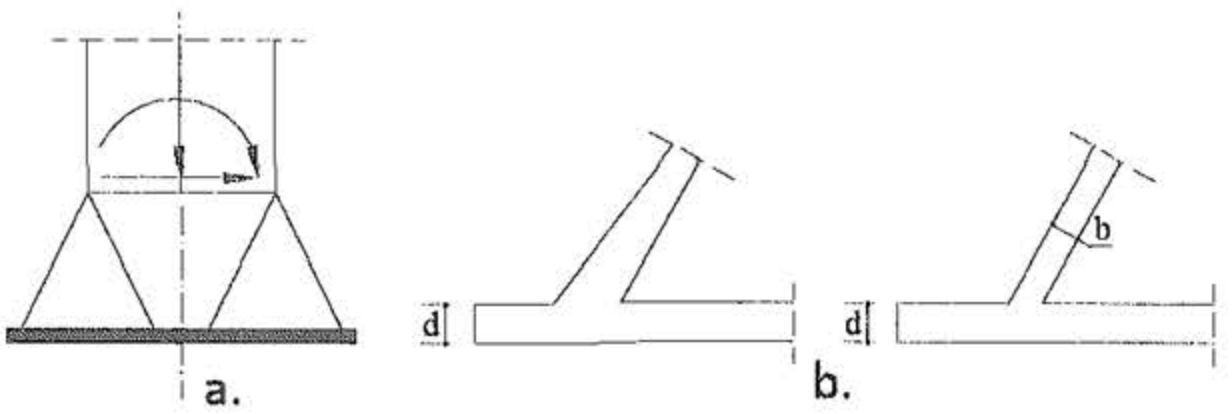


Fig. 10.3. Infrastructuri realizate din plăci

Admiterea unei suprafeţe pătrate pentru talpa fundaţiei este posibilă, calculul de predimensionare şi verificare făcându-se conform metodologiei analizate pentru fundaţiile izolate pătrate, Fig. 10.4.

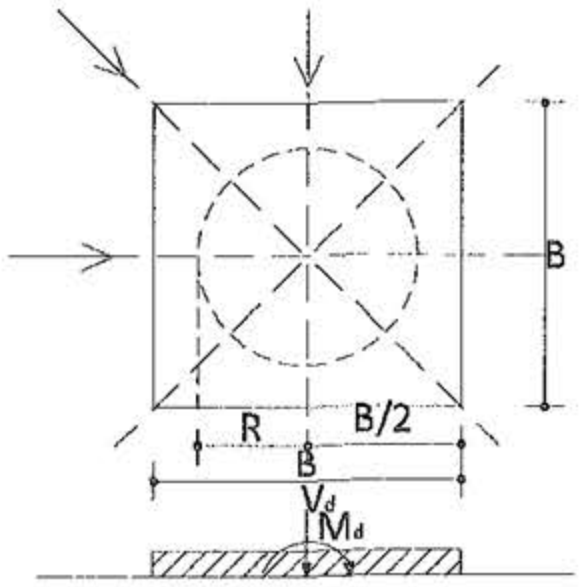


Fig. 10.4. Solicitările fundaţiilor construcţiilor înalte

Avantajele adoptării unei asemenea secţiuni sunt: executarea uşoară a săpăturii pentru fundaţie, armarea fundaţiei cu bare drepte paralele cu laturile fundaţiei.

Dezavantajul soluţiei constă în necesitatea verificărilor după direcţiile ortogonale, dar şi după direcţia diagonalei. De asemenea trebuie luată în considerare concentrarea de tensiuni în zona colţurilor fundaţiei, care necesită prevederea unor armături suplimentare sau a unor piloţi suplimentari după direcţia diagonalei.

Pentru calculul distribuţiei presiunilor de contact din acţiunea ortogonală sau diagonală şi se vor lua în considerare prevederile din Capitolul 3 şi lucrarea "Manual pentru calculul construcţiilor", ediţia 1959 sau 1977.

10.3. Determinarea suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei

Determinarea suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei se face după regulile prezentate la Capitolul 2.

În prima etapă de predimensionare se admite considerarea unei distribuţii liniare a presiunilor de contact la talpa fundaţiei. Această ipoteză a distribuţiei liniare este cu atât mai aproape de realitate cu cât valoarea încărcărilor este mai mare.

Calculul distribuţiei presiunilor de contact pe talpa fundaţiei se face cu relaţiile, Fig. 10.5.:

Fundaţii circulare, Fig. 10.5.a.

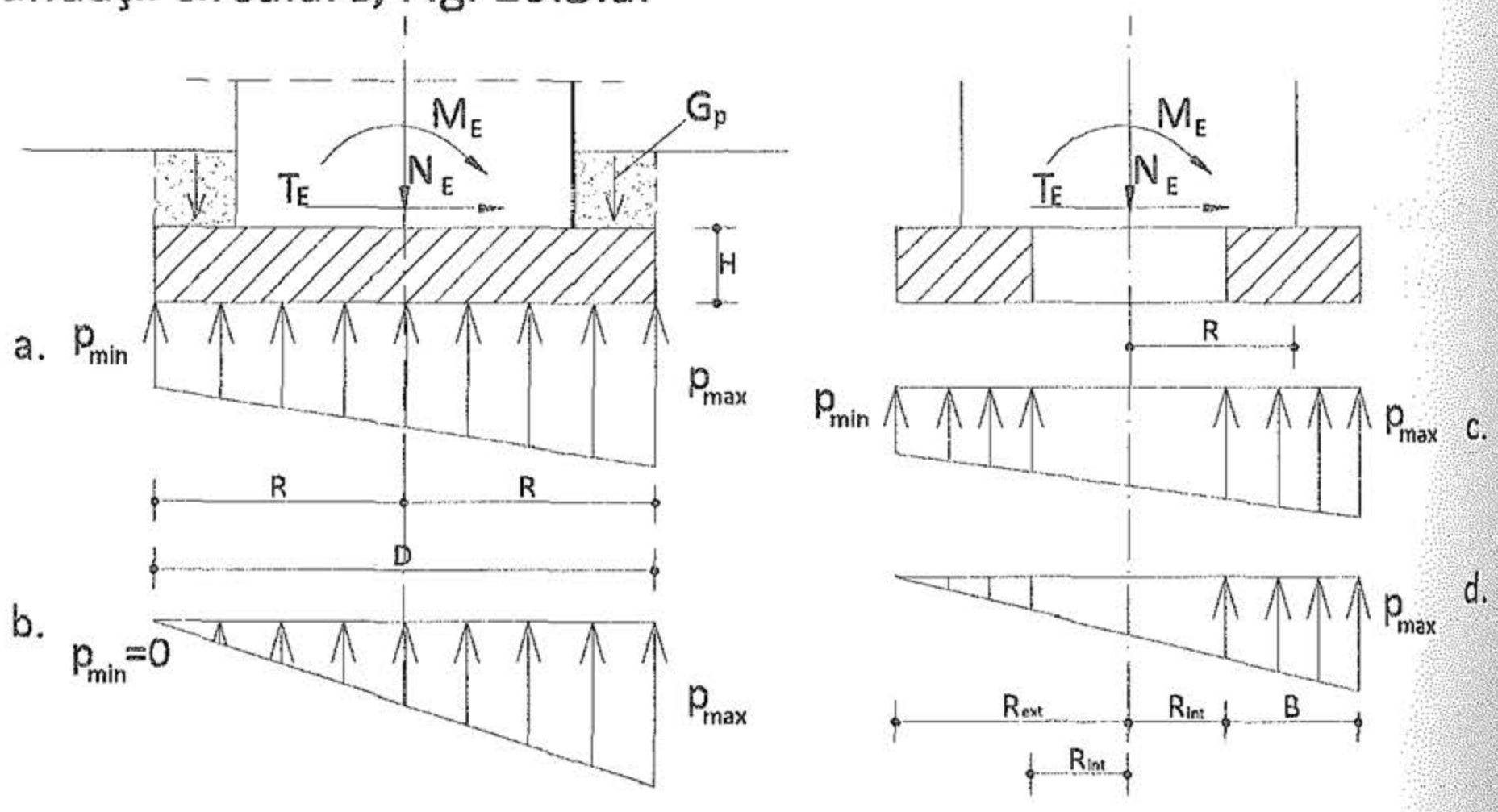


Fig. 10.5. Distribuţia presiunilor de contact

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{V_d}{A} \pm \frac{M_d}{W_f} \qquad (10.4)$$

în care:

$V_d = N_E + G_f + G_p$ - solicitarea verticală de proiectare asupra tălpii fundaţiei, determinată în combinaţia de încărcări 1 şi 3 conform paragrafului 10.1.

$M_d = M_E + T_E \cdot H$ - moment de proiectare asupra tălpii fundaţiei

Considerând: $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ şi $W_f = \frac{\pi \cdot D^2}{64} = \frac{\pi \cdot R^2}{4}$ (10.5)

relaţia (10.4) devine: $p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{V_d}{\pi \cdot R^2} \pm \frac{M_d}{\frac{\pi \cdot R^4}{4}}$ (10.6)

Valoarea maximă a presiunii de contact poate fi determinată şi cu relaţia :

$$p_{\max} = \alpha \cdot p_m \quad (10.7)$$

în care:

$p_m = \frac{V_d}{\pi \cdot R^2}$ - presiunea de contact medie (10.8)

Se impune condiţia ca întreaga suprafaţă a tălpii fundaţiei să fie activă, Fig. 10.5.b.

$$e \le 0.25 \cdot R \quad (10.9)$$

Fundaţii inelare, Fig. 10.5.d.

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{V_d}{\pi \cdot \left(R^2 - R_1^2\right)} \pm \frac{M_d}{\frac{\pi \cdot \left(R^4 - R_1^4\right)}{4}} \quad (10.10)$$

Se impune condiţia:

$$e \le 0.25 \cdot R\left(1 + R`^2\right) \quad (10.11)$$

în care: $R` = {}^{R_1}\!/_{R}$

Se recomandă ca în cazul fundaţiei inelare, lăţimile coroanelor exterioare şi interioare reazemului, sa fie astfel alcătuite, încât planul tangent în dreptul reazemului, la suprafaţa deformată a plăcii să fie orizontal. Aceasta înseamnă că cele două coroane sunt încastrate perfect în dreptul reazemului. Rezolvarea problemei se face prin încercări.

Notând:

$$\eta^2 = \lambda_e^2 - \lambda_i^2,\ \lambda_e = \frac{R_e}{R} \ge 1,\ \lambda_i = \frac{R_i}{R} \le 1 \quad (10.12)$$

putem scrie:

$$p_{\substack{\max \\ \min}} = \frac{V_d}{\pi \cdot R^2 \cdot \eta^2} - (1 + k) \le p_{acc} \quad (10.13)$$

în care:

$$k = \frac{4 \cdot e \cdot \lambda_e}{R \cdot \left(2 \cdot \lambda_e - \eta^2\right)} \tag{10.14}$$

cu: $e = \dfrac{M_d}{V_d}$

Rezolvarea problemei se face prin încercări

– Se alege o valoare a lui k ($0 \le k \le 1$),

– Se calculează valoarea lui $p_{\max}$. Dacă $p_{\max}$ este mai mic decât p_{acc}, se modifică valoarea lui k, până la satisfacerea condiţiei $p_{\max} = p_{acc}(\alpha \cdot p_{acc})$;

– Din relaţia (10.12), rezultă valoarea lui η^2,

– Se determină η^2, calculând valorile lui λ_i^2 şi λ_e^2. Din relaţia (10.12) se determină valorile lui R_e şi R_i care să îndeplinească condiţia:

$$M_{re} = M_{ri} \tag{10.15}$$

Condiţiile de presiuni care trebuie îndeplinite sunt cele din Tabelul 2.37. Ca valoare a presiunilor acceptabile pe teren se poate admite valoarea presiunii convenţionale de calcul $p_{acc} = p_{conv}$ sau $p_{acc} = p_{pl}$. În ambele cazuri nu se ia în considerare influenţa laturii (diametrului) fundaţiei.

Determinarea diametrului fundaţiei (D) sau a laturii inelului (R şi R_1) se va face prin încercări până la îndeplinirea condiţiilor de presiune date în Tabelul 2.37., pentru cazurile de proiectare 1 şi 3.

În etapa de verificare se pleacă de la condiţia propusă de normativul SR EN 1997.

$$V_d \le R_d \tag{10.16}$$

în care: V_d - este combinaţia de solicitări verticale la talpa fundaţiei conform relaţiilor (10.1) – (10.3)

R_d - rezistenţa de calcul a terenului de fundare calculată ca valoare a presiunii critice p_{cr}, calculată cu relaţia (2.22).

$$R_d = A` \cdot p_{cr} \tag{10.17}$$

$A`$ - este suprafaţa activă a tălpii fundaţiei, determinată conform propunerii Meyerhof, Fig. 10.6.

p_{cr} - presiunea critică a terenului de fundare determinată pentru condiţii drenate sau nedrenate pentru terenul de fundare, conform relaţiilor (2.20) sau (2.21).

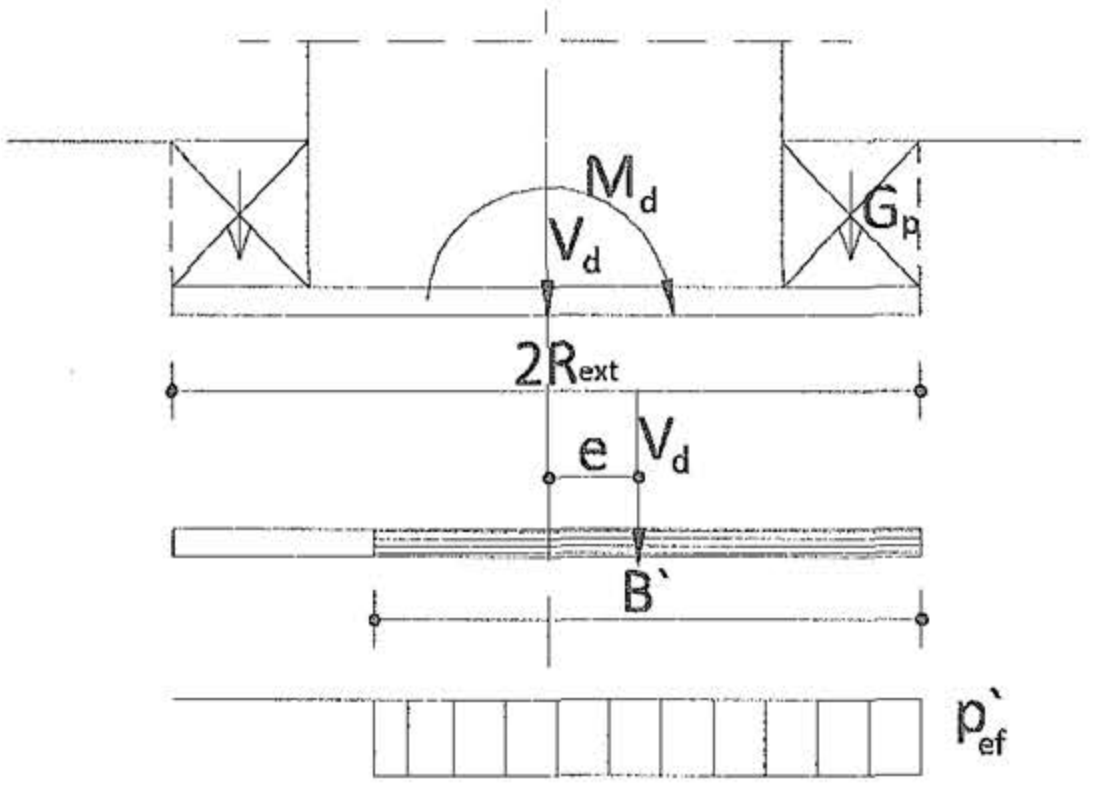


Fig. 10.6. Suprafaţa activă a tălpii fundaţiei

Se consideră (pentru tălpi circulare):

$$A` = B` \cdot L` = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \qquad (10.18)$$

iar valoarea: $$p`_{ef} = \frac{V_d}{A`} \qquad (10.19)$$

Pentru fundaţiile inelare condiţia (10.16) este mai greu de îndeplinit datorită faptului că nu se cunoaşte modul de evaluare a suprafeţei active $A`$. Pentru aceste tipuri de fundaţii se consideră suficientă verificarea conform metodei prescriptive (SR EN 1997), plecând de la admiterea ca valoare a presiunilor acceptabile pe teren, valoarea lui p_{conv}/p_{pl}.

Înafara condiţiilor de presiune se impune să se facă şi verificarea la lunecare şi la răsturnare.

Verificarea la răsturnare a construcţiilor înalte este foarte importantă. Pentru modul de calcul a stabilităţii la răsturnare se va analiza şi paragraful 2.2.5.1.5.

În cadrul verificării la răsturnare, momentul de răsturnare dat de forţele orizontale, se calculează faţă de marginea fundaţiilor, Fig. 10.7.

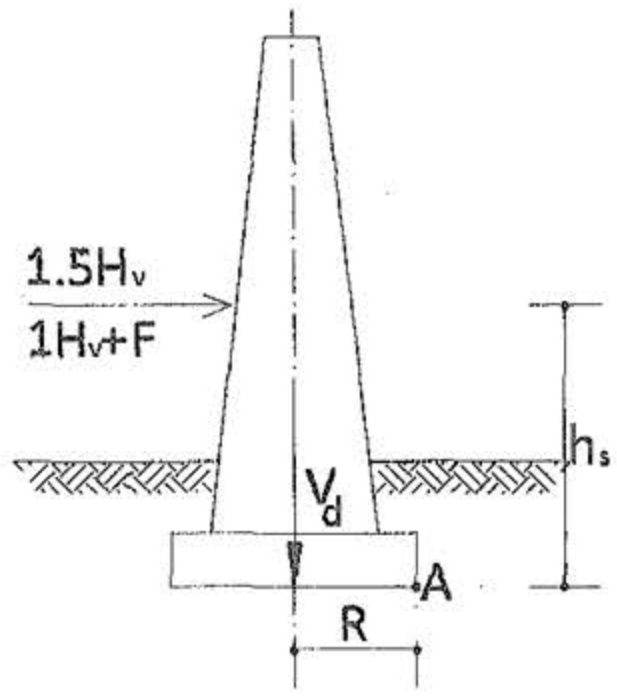


Fig. 10.7. Verificarea la răsturnare

$$M_{A,r} = 1.5 \cdot H_V \cdot h_s \quad \text{sau} \quad (H_V + F) \cdot h_s \tag{10.20}$$

iar momentul de stabilitate:

$$M_{A,s} = 0.9 \cdot V \cdot R \tag{10.21}$$

În cazul castelelor de apă momentul destabilizator se evaluează pentru cazul rezervorului gol (cea mai defavorabilă ipoteză).

Condiţia de siguranţă la stabilitate se poate exprima prin relaţia:

$$F_S = \frac{M_{A,s}}{M_{A,r}} \geq 1.1 \tag{10.22}$$

În cazul în care se ţine seama şi de deformaţiile axei turnului, valoarea momentului de stabilitate se determină cu relaţia, Fig. 10.9.

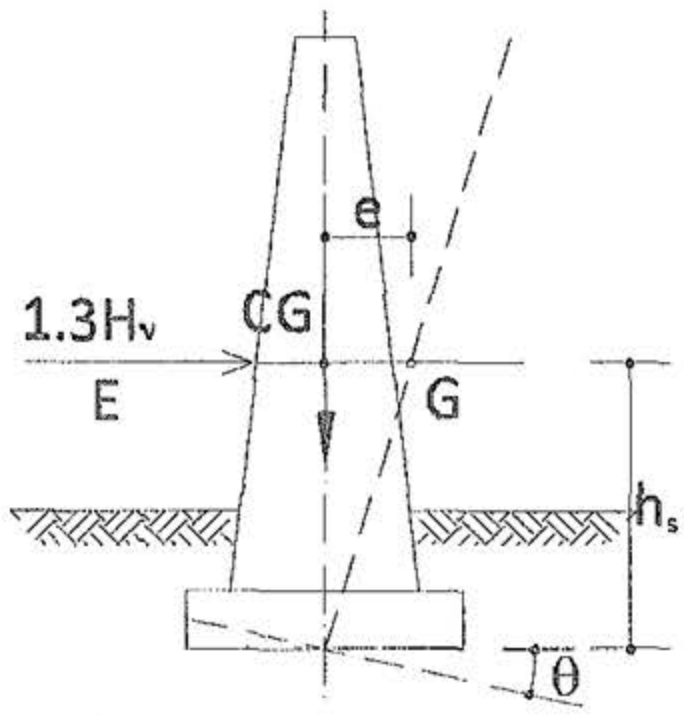


Fig. 10.8. Înclinarea fundaţiei

$$M_{A,s} = 0.9 \cdot (R - e) \cdot G \tag{10.23}$$

în care: $e = h_s \cdot tg\theta$.

În cazul în care talpa fundaţiei se găseşte situată sub nivelul apei subterane este foarte important să se ia în considerare şi acţiunea subpresiunii apei, Fig.10.9.

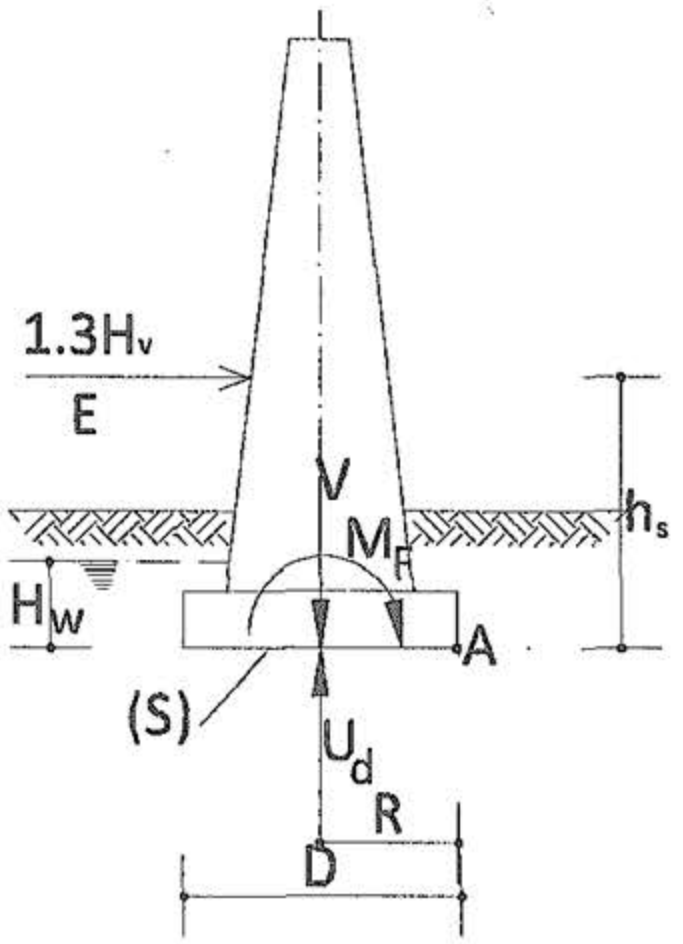


Fig. 10.9. Efectul subpresiunii apei

Valoarea acţiunii din subpresiune este:

$$U_d = S \cdot \gamma_w \cdot H_w \tag{10.24}$$

Valoarea totală a încărcării la talpa fundaţiei:

$$V` = V - U_d \tag{10.25}$$

Valoarea factorului de stabilitate globală este:

$$F_S = \frac{0.9 \cdot (V - U_d) \cdot R}{1.3 \cdot H_V \cdot h_s} \geq 1.1 \tag{10.26}$$

În cazul centralelor eoliene la care predominantă este sarcina orizontală din vânt sau seism (sarcina statică echivalentă), importanţă mare o are înclinarea fundaţiei (vezi Capitolul 2). În acest caz se impune ca înclinarea fundaţiei să nu depăşească valoarea de 3mm/m ($\varepsilon \leq 0.17°$) pentru o durată de viaţă de 20 de ani. Pentru posibilitatea de fundare se impune condiţia pentru terenul de fundare:

$$E_{din} \geq K_{\varphi,din} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{R^3} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1+\nu^2)}{1-\nu-2\nu^2} \tag{10.27}$$

în care:

$$K_{\varphi,din} = \frac{M_F}{tg\varepsilon \cdot I_f} \tag{10.28}$$

Verificarea la lunecare se va efectua conform celor prezentate în Capitolul 2.

10.4. Calculul momentelor încovoietoare

Pentru calculul momentelor încovoietoare în placa fundaţiei pot fi folosite: metode bazate pe echilibrul limită sau metoda care foloseşte metoda elementului finit / diferenţelor finite.

Calculul momentelor încovoietoare necesare determinării armăturii de rezistentă de la talpa fundaţiei circulare sau inelare se va face la starea limită STR, conform SR EN 1997.

Combinaţia acţiunilor pentru starea limită ultimă se face conform relaţiei (10.1 – 10.3). Se vor lua în considerare valorile coeficientului ψ din Tabelul 2.5 şi a coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru cazurile de proiectare 1 şi 3, din Tabelul 2.8 şi 2.9. În stabilirea combinaţiilor de acţiuni se vor lua în considerare următoarele acţiuni, Fig. 10.11.

– permanente:
  – greutatea proprie a sistemului structural până la nivelul de încastrare a structurii în fundaţie,
  – greutatea permanentă a unor utilaje (rotor pentru centrale eoliene, motor electric, antene etc.),
  – greutatea umpluturii de pământ care acţionează asupra tălpii fundaţiei,
– accidentale: vânt, zăpadă, greutatea apei etc.,
– excepţionale: seism, impact, explozii.

Greutatea proprie a plăcii fundaţiei nu produce încovoiere.

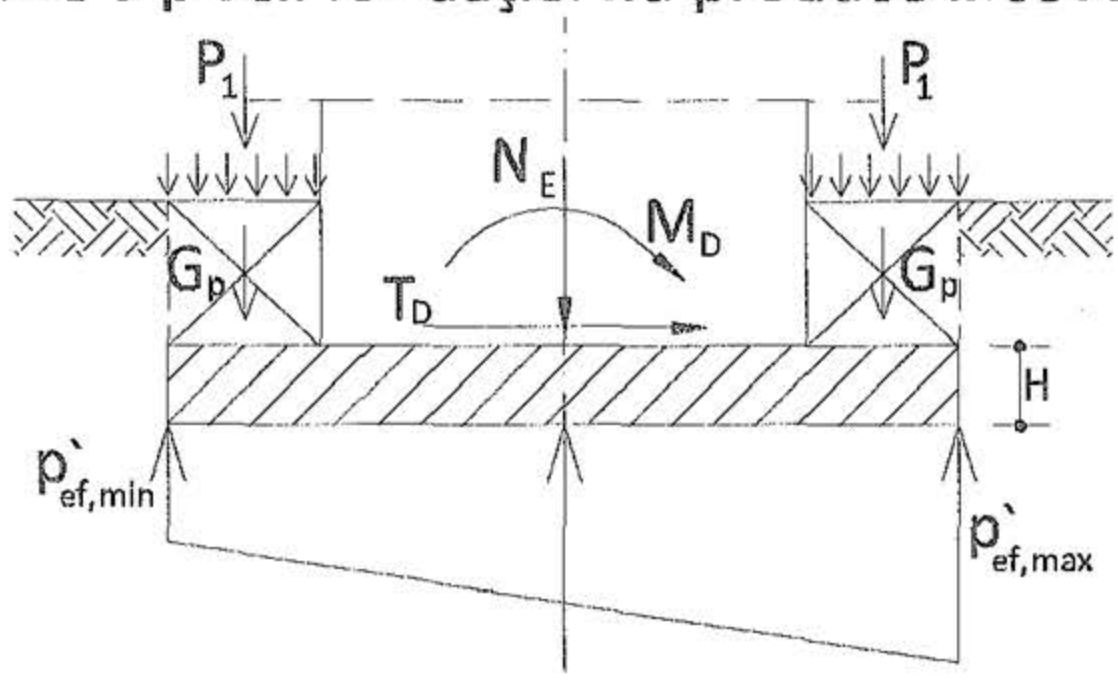


Fig. 10.10. Solicitări asupra fundaţiei

$$V_d = \sum_{i>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q1}(Q_{k1}) + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{k,i} \qquad (10.29)$$

unde: $G_{k,j} = N_E + G_p + P_1 + P_u$

$$M_d = M_D + T_D \cdot H$$
$$T_d = T_D \qquad (10.30)$$

Adoptând schema de calcul din Fig.10.10., momentul încovoietor se determină din relaţia de calcul pentru plăci circulare sau inelare, Fig. 10.11.

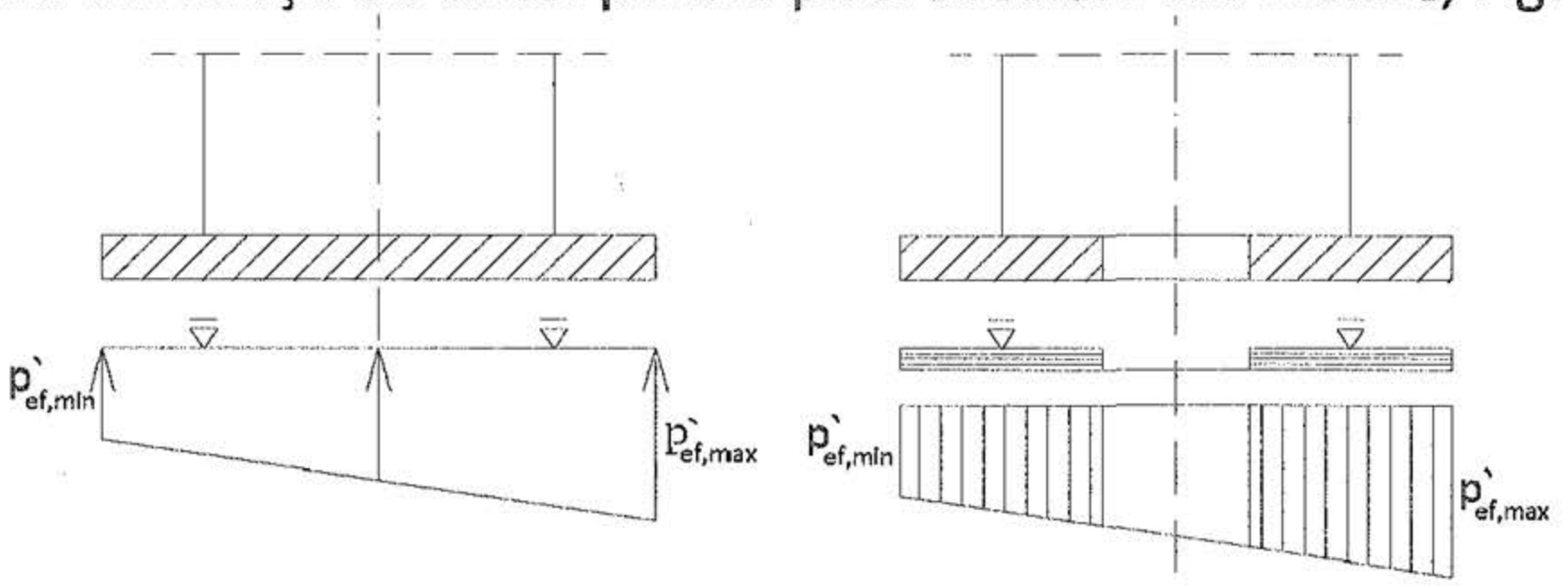


Fig. 10.11. Schemă de calcul pentru momentul încovoietor

În cazul unor infrastructuri cu pereţi pe două direcţii, schema de calcul a momentelor încovoietoare este dată în Fig. 10.12. La calculul momentelor în membrana tronconică se va ţine seama de conturbarea stării de membrană la încastrarea ei în radierul general de la baza infrastructurii.

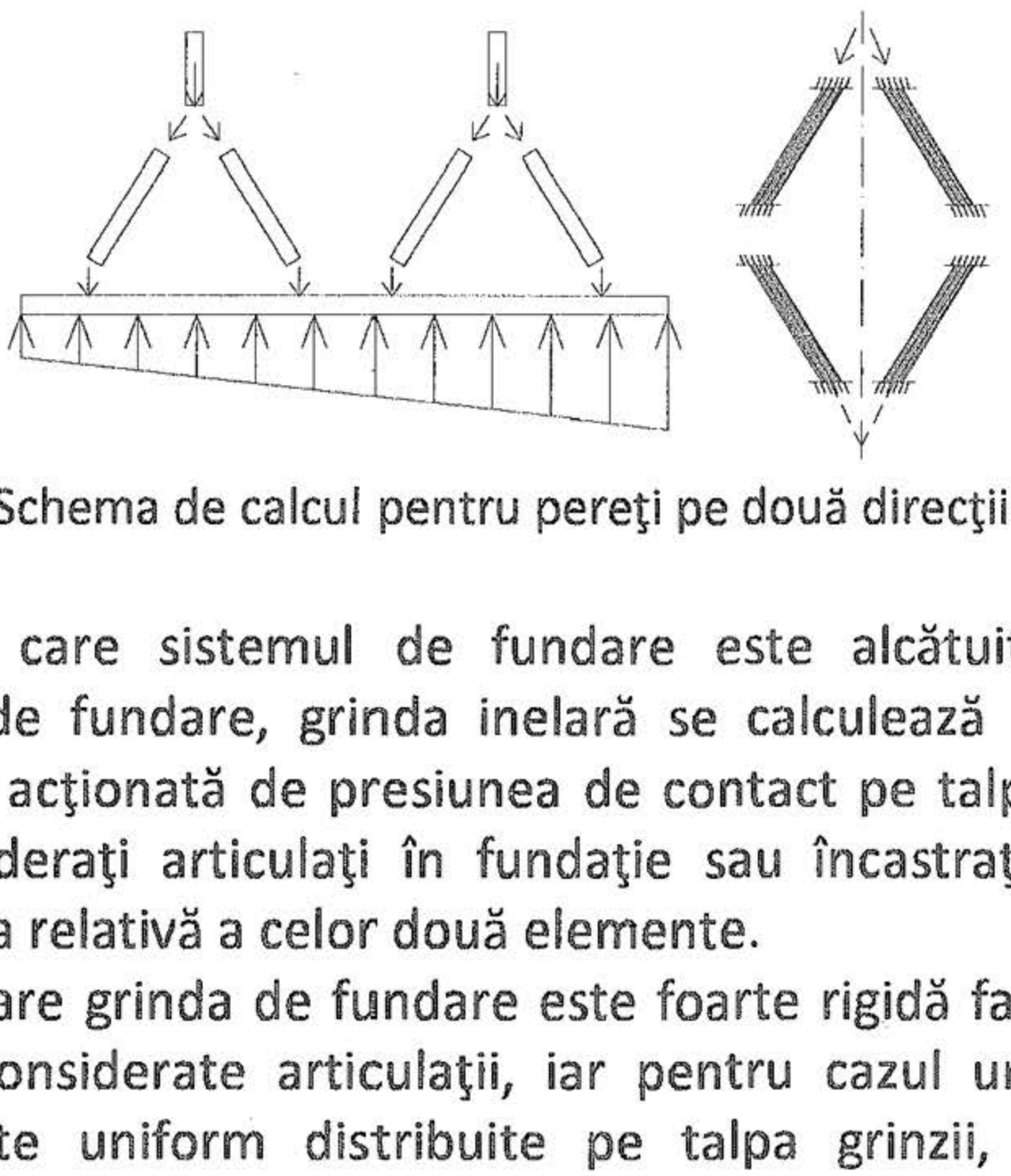


Fig. 10.12. Schema de calcul pentru pereţi pe două direcţii

În cazul în care sistemul de fundare este alcătuit din grinzi inelare/poligonale de fundare, grinda inelară se calculează ca o grindă rezemată pe stâlpi, acţionată de presiunea de contact pe talpa fundaţiei. Stâlpii pot fi consideraţi articulaţi în fundaţie sau încastraţi parţial, în funcţie de rigiditatea relativă a celor două elemente.

În cazul în care grinda de fundare este foarte rigidă faţă de stâlpi, reazemele pot fi considerate articulaţii, iar pentru cazul unor presiuni efective, considerate uniform distribuite pe talpa grinzii, momentele încovoietoare din fundaţie pot fi calculate cu relaţiile, Fig. 10.13.:

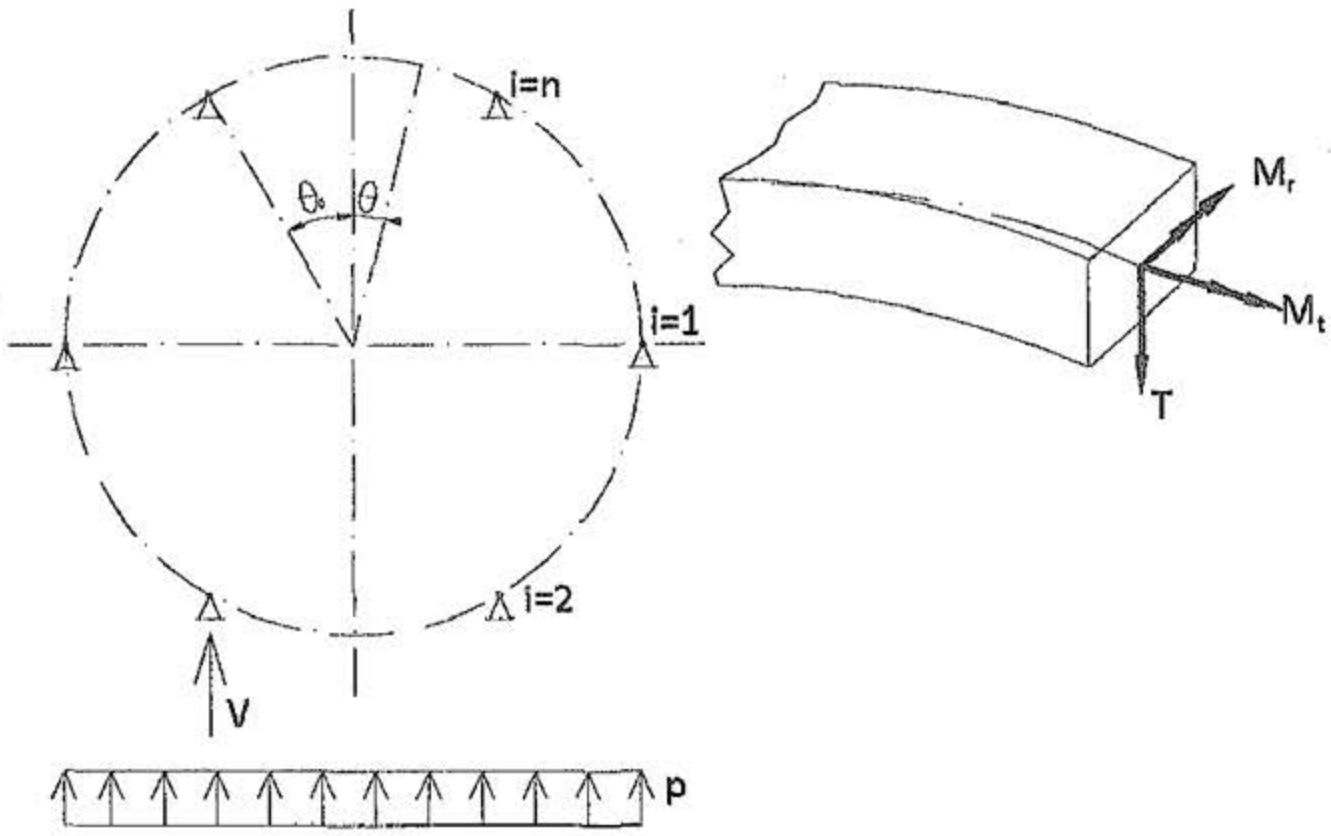


Fig. 10.13. Calculul momentelor încovoietoare pentru grinzi inelare rigide

$$M_r = \frac{p \cdot r^2}{n \cdot \sin\theta_0} \cdot (\pi \cdot \cos\theta - n \cdot \sin\theta_0)$$

$$M_t = \frac{-p \cdot r^2}{n \cdot \sin\theta_0} \cdot (\pi \cdot \sin\theta - \theta \cdot \sin\theta_0) \qquad (10.31)$$

$$T \approx -p \cdot r \cdot \theta$$

$$V \approx \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{n} \cdot p$$

în care: n – numărul de reazeme.

Pentru presiuni neuniforme pe talpa fundaţiei se poate recurge la aproximaţia de a înlocui presiunea verticală cu una echivalentă, uniform distribuită pentru fiecare tronson dintre două reazeme. Calculul eforturilor se poate efectua cu relaţiile stabilite pentru grinda curbă dublu încastrată. Fig. 10.14.

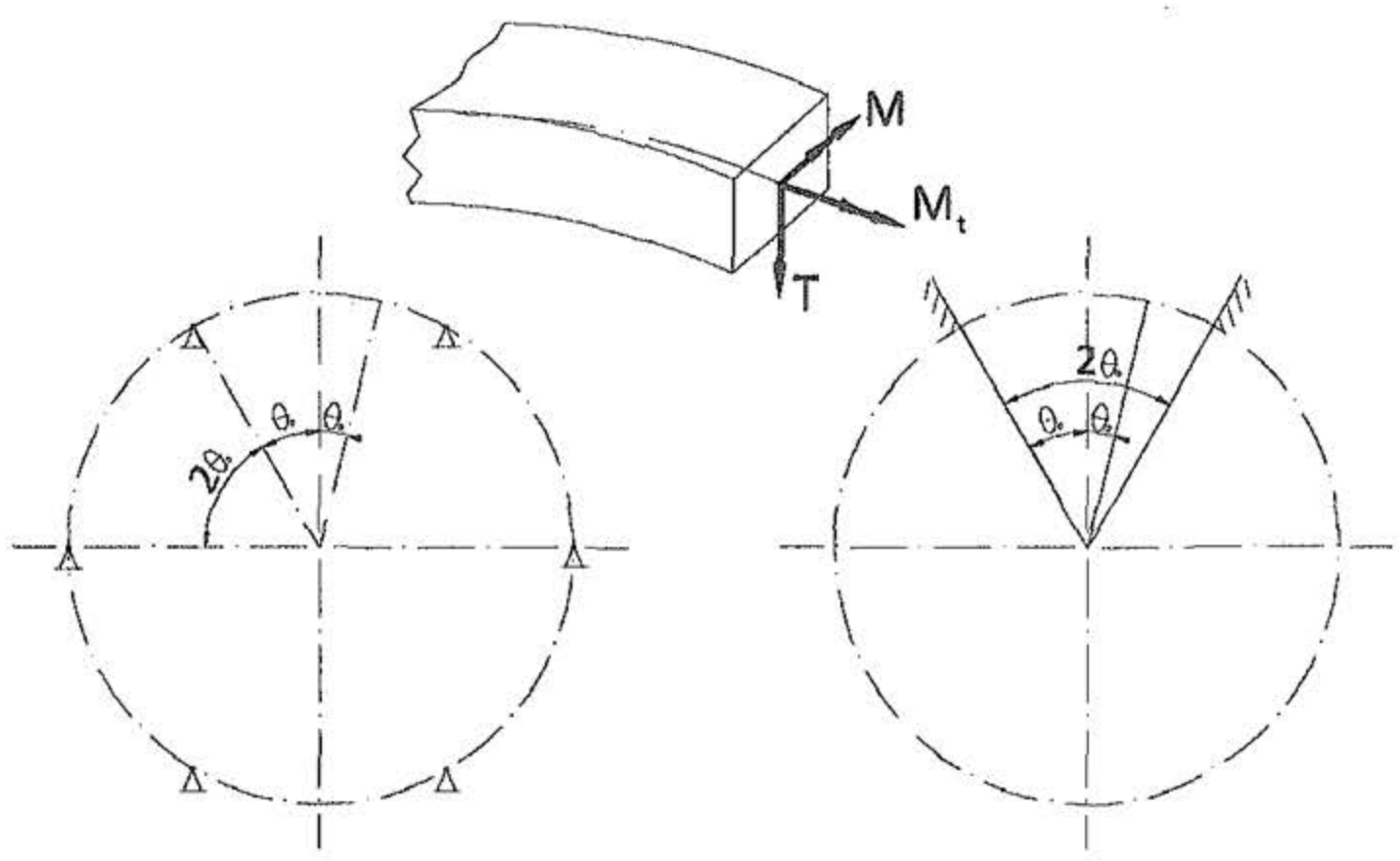


Fig. 10.14. Calculul eforturilor pentru grinda curbă dublu încastrată

$$M = -p \cdot r^2 \cdot (1 - \cos\theta) - M_0 \cdot \cos\theta$$
$$M_t = -p \cdot r^2 \cdot (1 - \sin\theta) - M_0 \cdot \sin\theta \qquad (10.32)$$

unde M_0 este momentul încovoietor în secţiunea $\theta = 0$, având valoarea:

$$M_0 = -p \cdot r^2 \cdot \frac{\frac{\rho+1}{\rho-1} \cdot (4 \cdot \sin\theta - 2 \cdot \theta_0) - \frac{4\rho}{\rho-1} \cdot \theta_0 \cdot \cos\theta_0 + \sin 2\theta_2}{2 \cdot \frac{\rho+1}{\rho-1} \cdot \theta_0 - \sin 2\theta_0} \qquad (10.33)$$

unde $\rho = \frac{E \cdot I}{G \cdot I_t}$, I este momentul de inerţie al secţiunii faţă de o axa orizontală, iar $I_t = \psi \cdot h \cdot b^3$ este momentul de inerţie convenţional la torsiune al secţiunii. Valoarea ψ se dă în Tabelul 10.1.:

Tabelul 10.1. Valorile ψ pentru secţiuni dreptunghiulare

$\frac{h}{b}$	1	2	3	4	5	6	8	10	∞
ψ	0.1404	0.1957	0.2286	0.2633	0.2808	0.2982	0.307	0.3123	0.3333

În cazul în care sistemul de fundare este alcătuit dintr-o placă circulară (radier circular), calculul momentelor încovoietoare se poate efectua considerând placa elastică, rezemată pe turnul suprastructurii, Fig. 10.15., conform lucrării (Hahn, 2006).

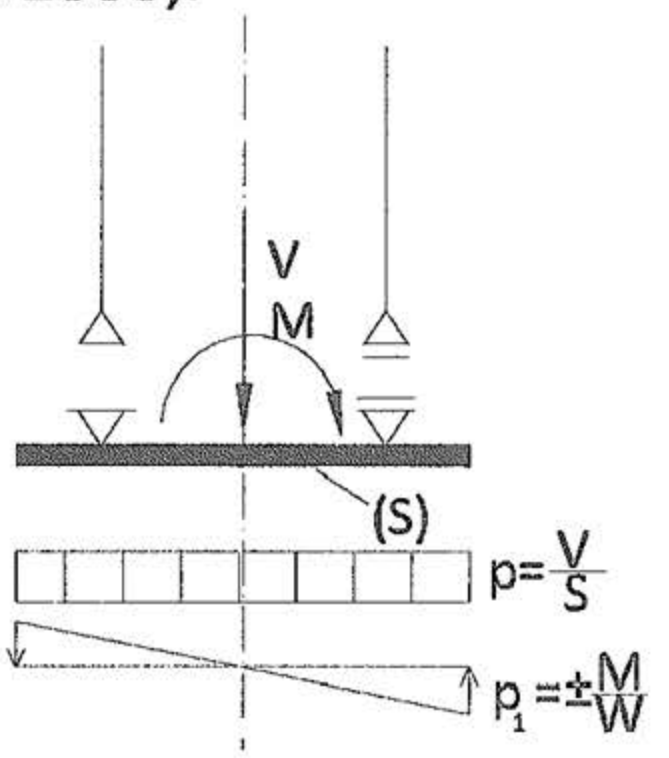


Fig. 10.15. Calculul momentelor încovoietoare

Pentru radierele cu secţiune variabilă, calculul momentelor încovoietoare se va face folosind MEF (Saap 2000 etc.) cu împărţirea plăcii în tronsoane (~10 tronsoane).

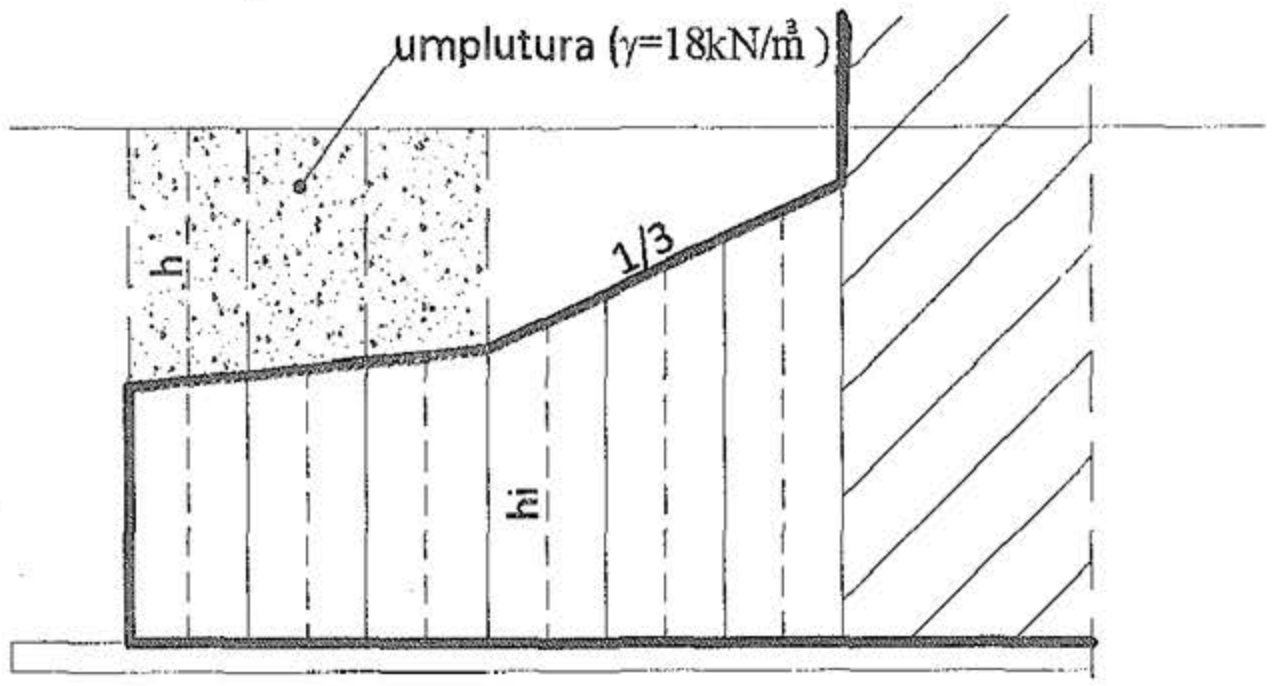


Fig. 10.16. Calculul momentelor încovoietoare pentru radierele cu secţiune variabilă

După determinarea momentelor încovoietoare radiale şi tangenţiale la partea superioară şi inferioară a plăcii se determină cantitatea de armătură.

Armarea plăcilor inelare/circulare se face cu respectarea aceloraşi condiţii ca şi în cazul radierului general (Capitolul 6).

Se fac apoi următoarele verificări:

– deschiderea limită a fisurilor ($w_k \leq 0{,}3mm$),

– verificarea la forfecare (cu sau fără armătură de forfecare),

– verificarea la străpungere,

– verificarea la compresiune.

11. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR ȘI SPRIJINIRILOR

11.1. Generalități

La executarea săpăturilor pentru fundaţii trebuie să se aibă în vedere următoarele:

– menţinerea echilibrului natural al terenului în jurul gropii de fundaţie sau în jurul fundaţiilor existente pe o distanţă suficientă, astfel încât să nu se pericliteze instalaţiile şi construcţiile învecinate,

– atunci când turnarea betonului în fundaţie nu se face imediat după executarea săpăturii, în terenurile sensibile la acţiunea apei, săpătura va fi oprită la o cotă mai ridicată decât cota finală, pentru a împiedica modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de sub talpa fundaţiei.

În cazul când în aceeaşi incintă se execută mai multe construcţii apropiate, atacarea lucrărilor se va face astfel încât să se asigure executarea fundaţiilor începând cu cele situate la adâncimea cea mai mare, iar săpăturile să nu influenţeze construcţiile sau instalaţiile executate anterior şi să nu afecteze terenul de fundare al viitoarelor lucrări învecinate (fundaţii de maşini), Fig. 11.1

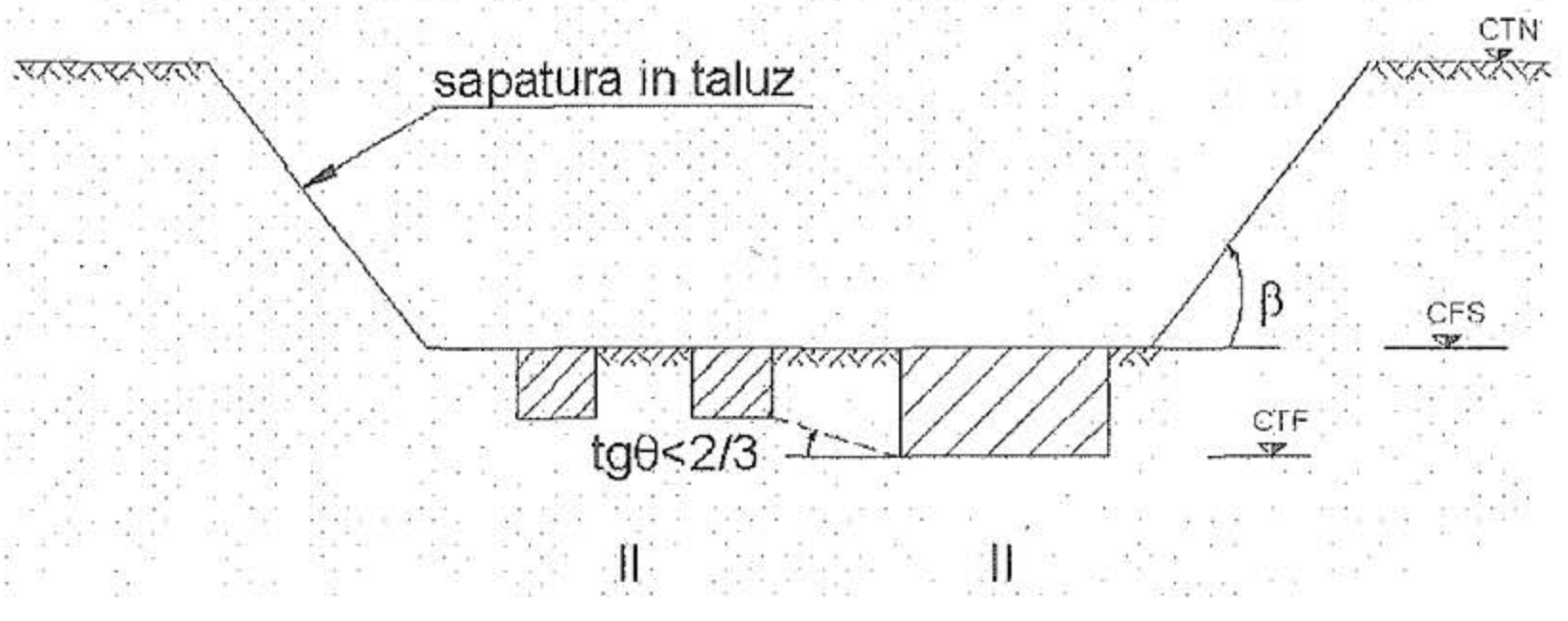


Fig. 11.1. Executarea săpăturilor pentru construcţii apropiate în aceeaşi incintă

Săpăturile cu suprafeţe mari pentru fundaţii se vor organiza astfel încât, în orice fază a lucrului, partea inferioară a săpăturii să fie înclinată spre unul sau mai multe puncte, pentru asigurarea colectării apelor în timpul execuţiei.

Se va avea în vedere ca lucrările de epuizmente să nu producă modificări ale stabilităţii masivelor de pământ din zona lor de influenţă sau

daune datorită afuierilor de sub instalaţiile, construcţiile şi elementele de construcţie învecinate.

Nu se vor amplasa puţurile de colectare, în vederea drenării terenului, sub talpa fundaţiilor construcţiilor sau a unor maşini sau instalaţii grele.

În cazul terenurilor nesensibile la acţiunea apei (pietrişuri, terenuri stâncoase etc.), lucrările de săpătură se execută de la început până la cota prevăzută în proiect.

La terenurile sensibile la acţiunea apei sau îngheţului săpătura de fundaţie se va opri la un nivel superior cotei prevăzute în proiect, astfel:

– pentru nisipuri fine 0.20...0.30 m,

– pentru pământuri argiloase 0.15...0.25 m,

– pentru pământurile sensibile la umezire 0.40...0.50 m.

Săparea şi finisarea acestui strat se va face imediat înainte de începerea execuţiei fundaţiei.

În cazul unei umeziri superficiale, datorită precipitaţiilor atmosferice neprevăzute, fundul gropii de fundaţie trebuie lăsat să se zvânte înainte de începerea lucrărilor de executare a fundaţiei (betonare), iar dacă umezirea este puternică se va îndepărta stratul de noroi.

În cazul în care pe fundul gropii apar crăpături sau "goluri" se impune obligatoriu consolidarea terenului de la fundul săpăturii prin umplerea golurilor cu pământ compactat sau beton simplu. În cazul în care numărul şi adâncimea lor este mai mare se va proceda la îndepărtarea stratului degradat şi coborârea cotei tălpii fundaţiei pe terenul natural bun.

Ridicarea cotei fundului gropii, faţă de proiect, se face dacă se constată, în cursul executării săpăturilor pentru fundaţii, existenţa unui teren bun de fundaţie la o cotă superioară celei menţionate în proiect, cu respectarea condiţiei de încastrare minimă obligatorie a tălpii fundaţiilor în terenul bun de fundare (natural).

Coborârea cotei fundului gropii de fundaţie sub cea prevăzută în proiect se face dacă se constată o neconcordanţă a terenului cu studiul geotehnic întocmit pe amplasament.

Orice modificări de cote faţă de proiect se vor consemna în registrul de procese verbale de lucrări ascunse care va fi semnat de constructor, beneficiar şi geotehnician.

În cazul executării de săpături lângă construcţii existente sau în curs de execuţie, se vor prevedea prin proiect măsuri speciale pentru asigurarea

stabilităţii acestora (sprijinirea fundaţiilor sau construcţiilor existente, subzidiri în cazul unor săpături mai adânci etc.), Fig. 11.2.

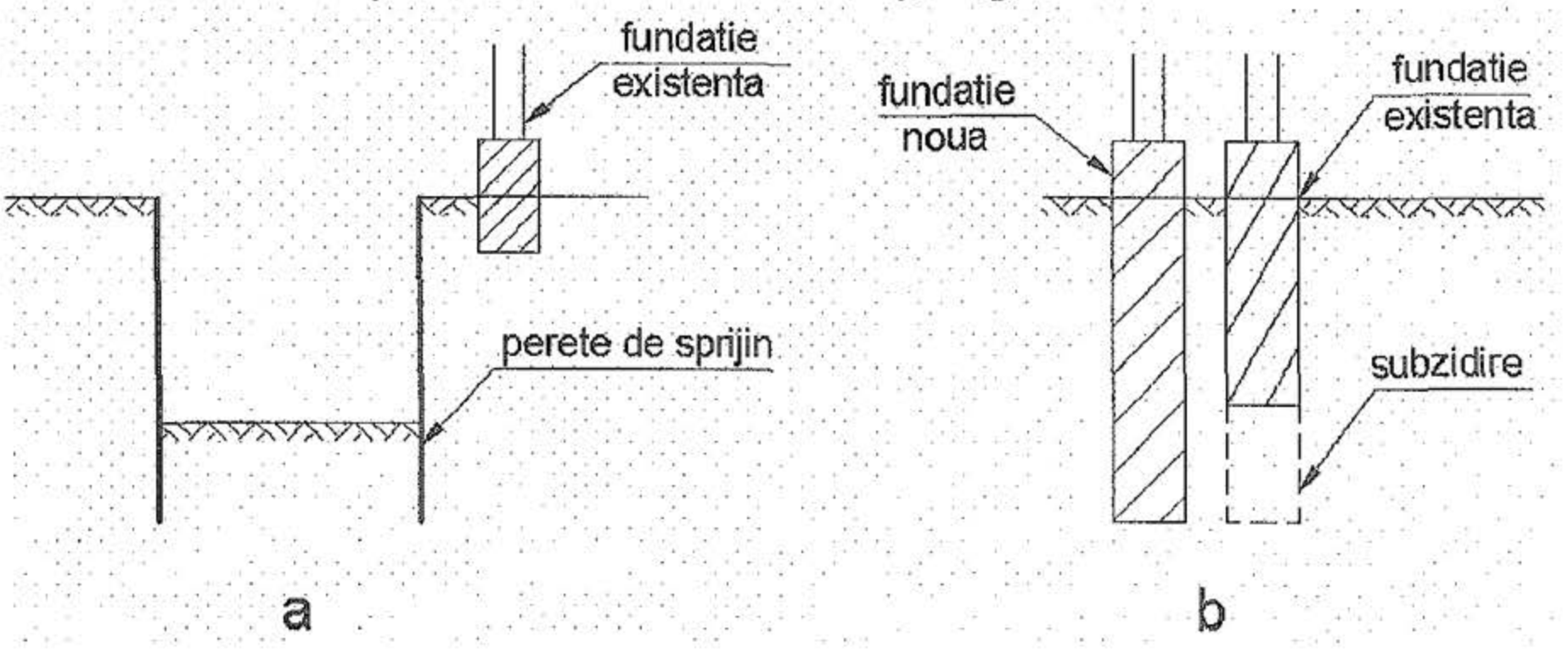


Fig. 11.2. Executarea săpăturilor lângă construcţii existente

Dacă aceste lucrări au fost omise din proiect, executantul nu este absolvit de obligaţia de a cerceta fundaţiile existente şi a lua imediat măsuri pentru a asigura stabilitatea acestor construcţii, sesizând de îndată beneficiarul şi proiectantul lucrării în vederea stabilirii măsurilor corespunzătoare.

Turnarea betonului în fundaţii se va executa de regulă imediat după atingerea cotei de fundare din proiect sau a unui strat pentru care proiectantul îşi dă acordul privitor la posibilitatea de fundare a construcţiei respective.

Pe parcursul executării lucrării executantul are obligaţia de a solicita prezenţa proiectantului geotehnician pe şantier la atingerea cotei de fundare şi ori de câte ori se constată neconcordanţe între prevederile studiului geotehnic şi dispunerea straturilor, a caracteristicilor terenului, a nivelului şi caracterului apelor subterane.

11.2. Executarea săpăturilor

11.2.1. Săpături cu pereţi verticali nesprijiniţi

Săpăturile cu pereţi verticali nesprijiniți, Fig.11.3., se pot executa cu adâncimi până la:

– 0.75 m în cazul terenurilor necoezive şi slab coezive,
– 1.25 m în cazul terenurilor cu coeziune mijlocie,
– 2.00 m în cazul terenurilor cu coeziune foarte mare.

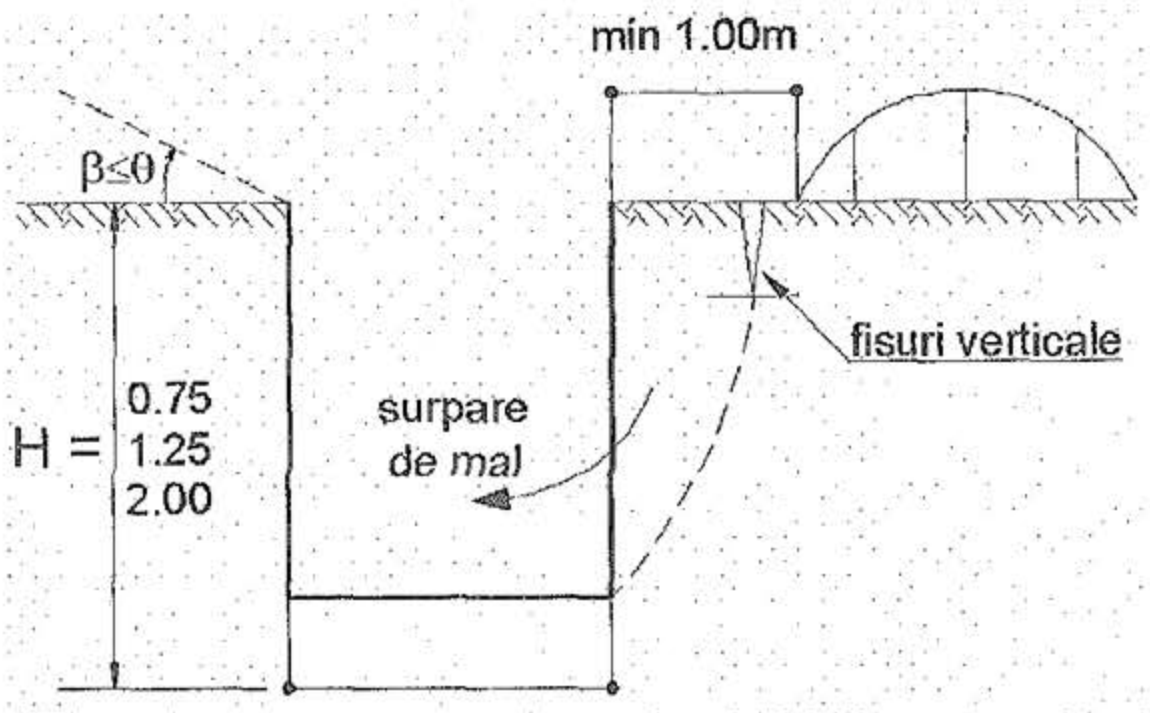


Fig. 11.3. Săpături cu pereţi verticali nesprijiniţi

Înălţimea maximă până la care se pot executa săpături cu pereţi verticali în terenuri coezive se poate calcula cu relaţia:

$$h_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{11.1}$$

care pentru $\phi = 0$ devine:

$$h_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \tag{11.2}$$

În general se consideră că înălţimea maximă admisă este:

$$H_{adm} = \frac{h_{cr}}{F_s} = \frac{2c}{\gamma} \tag{11.3}$$

în care F_s – factor de siguranţă (=2).

În cazul în care terenul înconjurător este înclinat valoarea înălţimii critice este dată de relaţia:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin\beta\cos\varphi}{1-\cos(\beta-\varphi)} \tag{11.4}$$

În cazul săpăturilor cu pereţi verticali nesprijiniţi se vor lua următoarele măsuri pentru menţinerea stabilităţii malurilor:

– terenul din jurul săpăturii să nu fie încărcat şi să nu sufere vibraţii;

– pământul rezultat din săpătură să nu se depoziteze la o distanţă mai mică de 1.00 m de la marginea gropii de fundaţie; pentru săpături până la 1.00 m adâncime, distanţa se poate lua egală cu adâncimea săpăturii,

– se vor lua măsuri de înlăturare rapidă a apelor din precipitaţii sau provenite accidental,

– dacă din cauze neprevăzute turnarea fundaţiilor nu se efectuează imediat după săpare şi se observă fenomene care indică pericol de surpare,

se vor lua măsuri de sprijinire a peretelui în zona respectivă sau de transformare a lor în pereţi cu taluz.

Constructorul este obligat să urmărească apariţia şi dezvoltarea crăpăturilor longitudinale paralele cu marginea săpăturii care pot indica începerea surpării malurilor şi să ia măsuri de prevenire a accidentelor.

Pentru săpături cu suprafeţe mai mari, executate cu pereţi verticali nesprijiniţi este importantă şi verificarea la refulare a fundului săpăturii, Fig. 11.4.

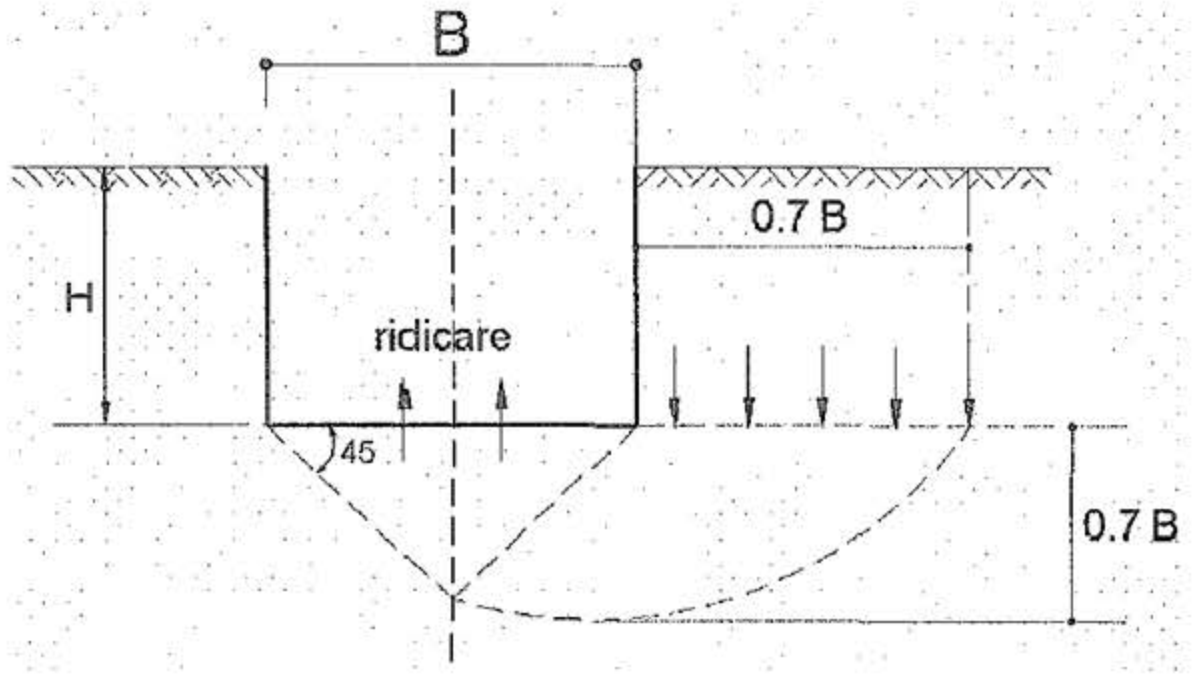


Fig. 11.4. Verificarea la refulare a fundului săpăturii

Pentru a împiedica refularea terenului este necesară verificarea condiţiei:

$$F_s = \frac{1}{H} \frac{C_u N_c}{\gamma - \frac{C_u}{0.7B}} \qquad (11.5)$$

în care c_u – coeziunea nedrenată (încercarea UU),

N_c – factor egal cu 3.80.

11.2.2. Săpături cu pereţi în taluz

Săpăturile cu pereți în taluz se pot executa în orice fel de teren cu respectarea următoarelor condiţii Fig. 11.5.

– pământul are o umiditate naturală de 12-18% şi se asigură condiţiile ca acesta să nu crească,

– săpătura nu stă deschisă mult timp,

– panta taluzului săpăturii, definită prin tangenta unghiului de înclinare faţă de orizontală, să nu depăşească valorile maxime admise pentru diverse categorii de pământuri date în Tabelul 11.1.

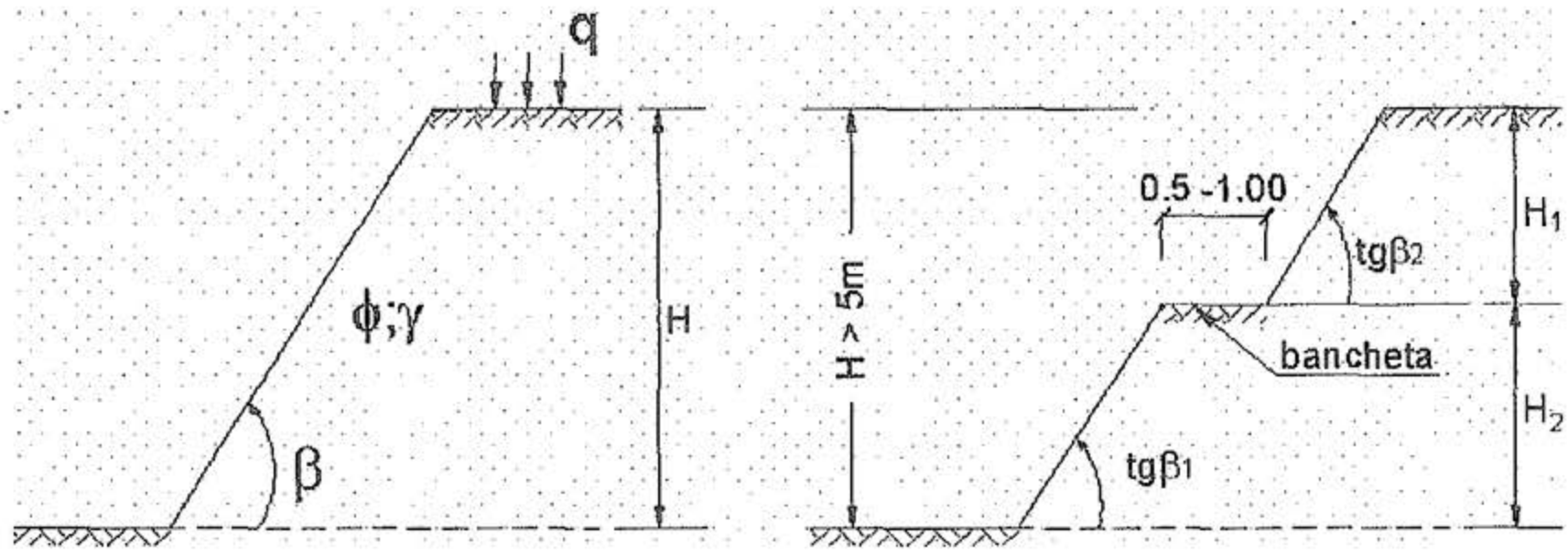


Fig. 11.5. Săpături în taluz

Tabelul 11.1. Valorile maxime pentru înclinarea taluzului

Natura terenului	Adâncimea săpăturii	
	până la 3 m	mai mare de 3 m
	tg β	tg β
Nisip, pietriș	1/1,25	1/1,50
Nisip argilos	1/0,67	1/1
Argilă nisipoasă	1/0,67	1/0,75
Argilă	1/0,50	1/0,67
Loess	1/0,50	1/0,75

Valoarea maximă a înclinări taluzului pentru pământuri necoezive este:

$$tg\beta = \frac{tg\varphi}{F_s (=1.5)} \qquad (11.6)$$

iar pentru pământuri coezive :

$$tg\beta = \frac{1}{F_s}\left(tg\varphi + \frac{c}{q + \gamma H} \right) \qquad (11.6)$$

Săpăturile nesprijinite, cu pereții în taluz, elimină sprijinirile, însă volumul de săpătură este mult mai mare decât în cazul săpăturii cu pereți verticali sprijiniți sau nesprijiniți, ceea ce face ca adoptarea soluției de săpătură cu pereții în taluz să se facă numai pe baza unor calcule tehnico-economice comparative.

11.2.3. Săpături sub nivelul apelor subterane

În cazul săpăturilor adânci situate sub nivelul apelor subterane, îndepărtarea apei se poate efectua prin una din metodele următoare: sprijinirea pereților săpăturii de fundație cu palplanșe metalice de inventar

(cu sau fără ancoraje), ecrane de impermeabilitate şi pereţi adânci turnaţi în teren (cu sau fără ancoraje).

Sistemul de sprijinire adoptat va fi prevăzut în proiect pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ pe variante. Pereţii adânci turnaţi în teren pot fi utilizați în cazul când fac parte din lucrarea definitivă, iar necesitatea lor rezultă din calculul de dimensionare sau pot fi executați numai pentru sprijinirea pereților săpăturii.

Pentru lucrări adânci, executarea săpăturilor în terenuri la care nivelul apei subterane este ridicat, se poate realiza în incinte etanşe închise, utilizând ecrane de etanşare realizate prin tehnologia pereţilor mulaţi în teren sau a pereților din piloți secanți.

Ecranele de etanşare se încastrează într-un strat de bază cu permeabilitate redusă, Fig. 11.6.

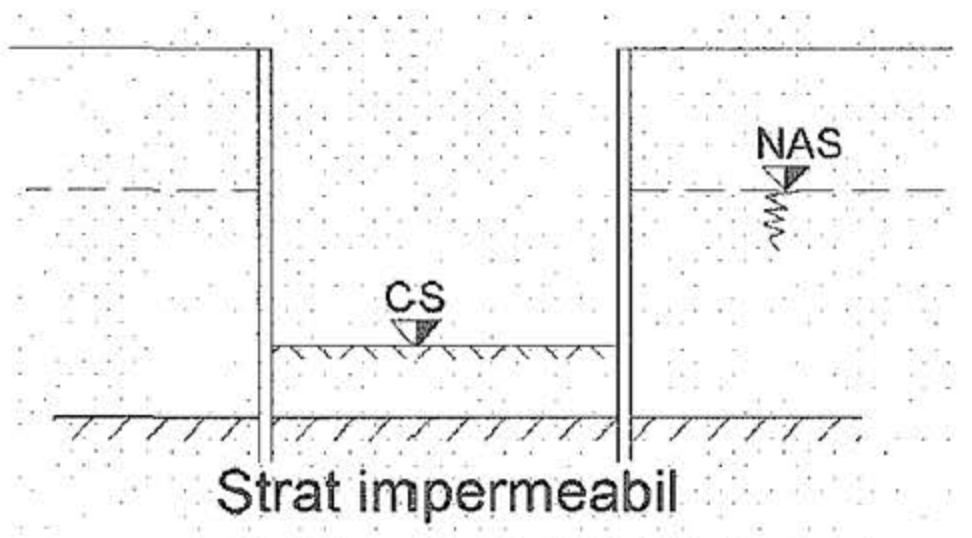


Fig. 11.6. Executarea săpăturilor adânci sub nivelul apei

Dacă nu este pericol de refulare a pământului în groapa de fundaţii sau de antrenare a particulelor fine de nisip de către curentul apei, adâncimea de batere a palplanşelor sub nivelul săpăturii (fişa) trebuie să fie de 0.50-0.75m. În caz contrar fişa palplanşei va fi stabilită în mod corespunzător prin calcul.

În cazul sprijinirilor cu palplanşe, se vor respecta următoarele măsuri:

– ghidarea palplanşelor în tot timpul înfigerii,

– palplanşele vor avea lungimea egală cu adâncimea gropii plus adâncimea de înfigere în teren a fişei; în cazuri excepţionale, când aceasta nu este posibil, sprijinirea se va face în două etape de săpătură; între aceste etape se va intercala o banchetă orizontală de circa 0.5 m.

Înfigerea palplanşelor se poate face prin vibrare sau batere. Vibrarea este indicată pentru înfigerea palplanşelor în pământuri necoezive, iar baterea în pământuri coezive.

11.2.4. Săpături cu pereţi verticali sprijiniţi

Executarea săpăturilor cu pereţi verticali sprijiniţi se utilizează în următoarele cazuri:

– adâncimea săpăturii depăşeşte condiţiile indicate,

– nu este posibilă desfăşurarea taluzului,

– când din calcul economic rezultă eficienţa sprijinirilor faţă de săpătura executată în taluz.

Tipul de sprijinire se va stabili în funcţie de natura terenului şi dimensiunile săpăturii.

Pentru sprijinirea săpăturii cu adâncimi peste 3.50 m dimensiunile şi elementele necesare executării sprijinirilor vor fi stabilite prin proiectul de execuţie.

Săpăturile de fundaţii cu pereţi parţial sprijiniţi pe o anumită adâncime a părţii inferioare a gropii, iar partea superioară executată în taluz, se pot utiliza în cazul în care condiţiile locale nu permit săparea în taluz pe toată adâncimea de sprijinire. Între partea superioară cu pereţii în taluz şi partea sprijinită, trebuie lăsată o banchetă orizontală de 0.50...1.00 m lăţime, în funcţie de înălţimea porţiunii în taluz, Fig. 11.7

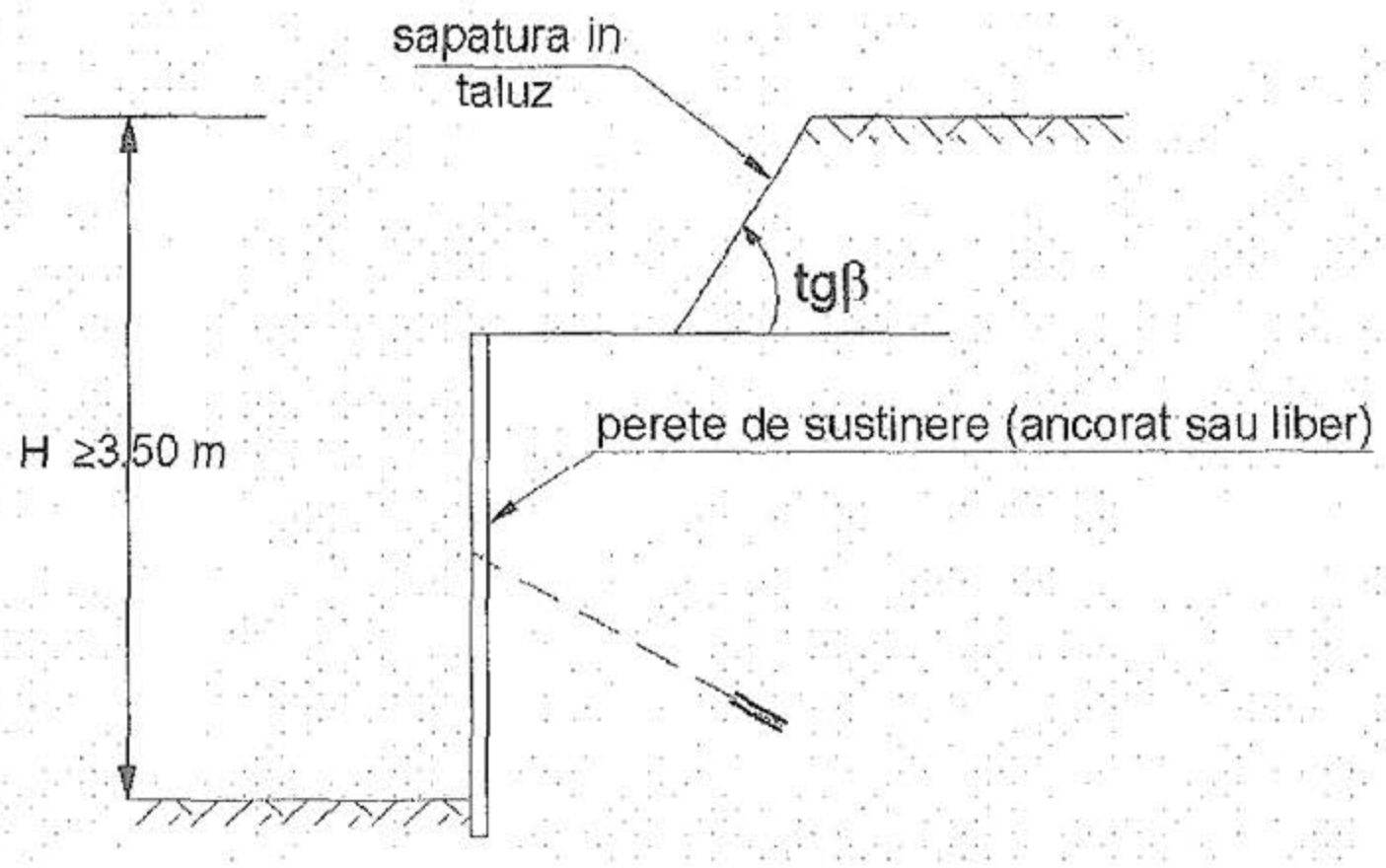


Fig. 11.7. Săpături cu perete de susținere

Tipul de sprijinire se va stabili funcţie de natura terenului şi dimensiunile săpăturii. Tipul de sprijiniri folosit este:

a. sprijiniri simple,
b. sprijiniri cu palplanşe,
c. sprijiniri cu pereţi continui executaţi din piloţi sau pereţi mulaţi.

11.2.4.1. Sprijiniri simple

Sprijinirile simple sunt lucrări de susţinere cu caracter temporar, utilizate pentru sprijinirea excavaţiilor, atunci când:

– adâncimea săpăturii este mare,

– realizarea unei săpături taluzate nu este posibilă (economic sau spaţiu limitat).

Tipuri de sprijiniri simple:

– sprijiniri cu dulapi orizontali,

– sprijiniri cu dulapi verticali.

11.2.4.1.1. Sprijiniri cu dulapi orizontali

Sprijinirea cu dulapi orizontali are următoarea alcătuire, Fig. 11.8.

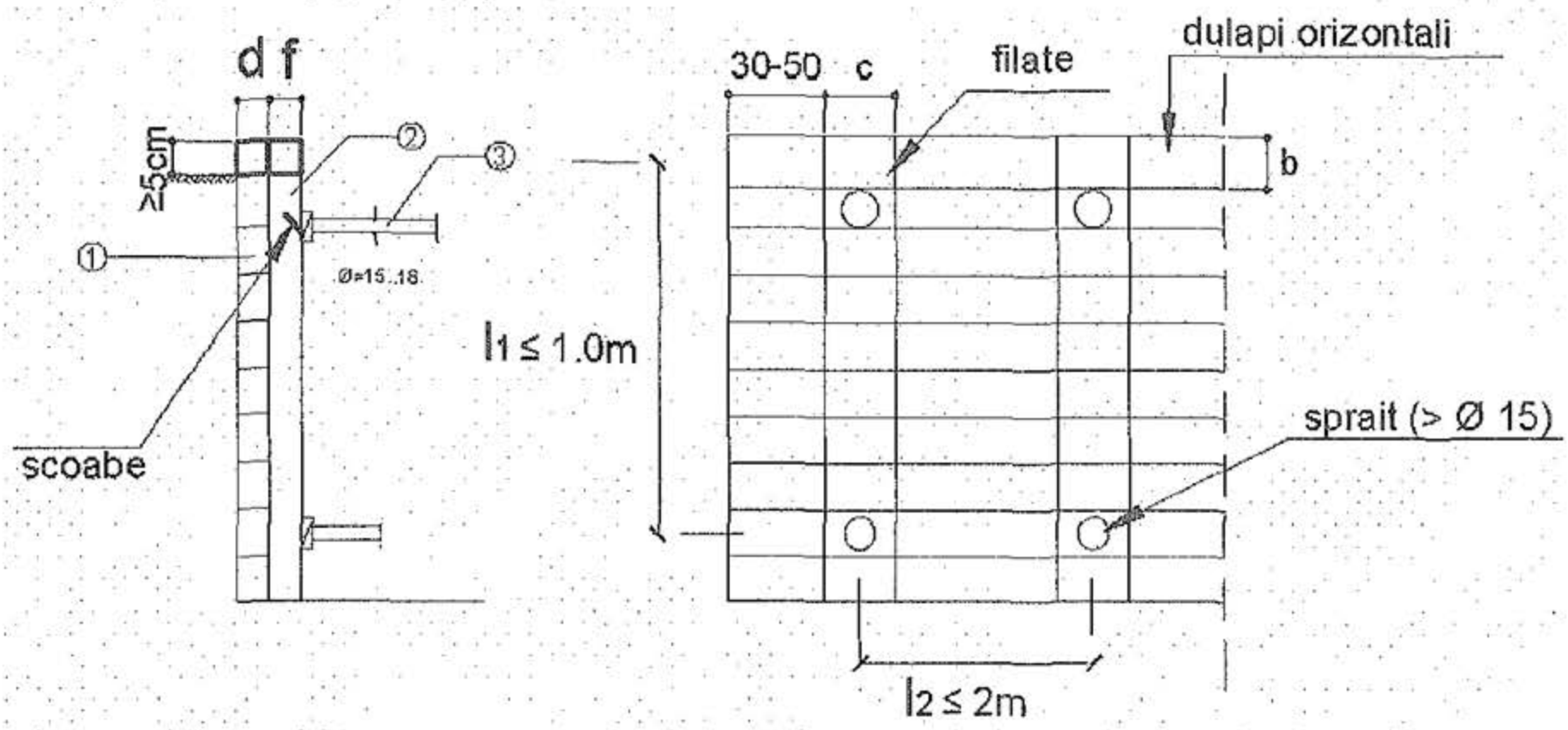


Fig. 11.8. Sprijinire simplă orizontală

1. Dulapi orizontali, dispuşi joantiv, la pământuri cu coeziune redusă sau cu interspaţii, la pământurile cu coeziune.

2. Filate, elemente verticale de solidarizare şi sprijinire a dulapilor orizontali, dispuşi discontinuu în lungul peretelui susţinut.

3. Şpraiţuri, elemente de sprijin a filatelor, dispuse orizontal sau înclinat, fixate prin împănare de filate.

Dulapii şi filatele sunt realizate din grinzi de lemn, iar şpraiţurile din lemn rotund (bile) sau elemente metalice (extensibile).

Dacă săpătura are deschidere mare (≥5m) se impune contravântuirea şpraiţurilor, Fig. 11.9.

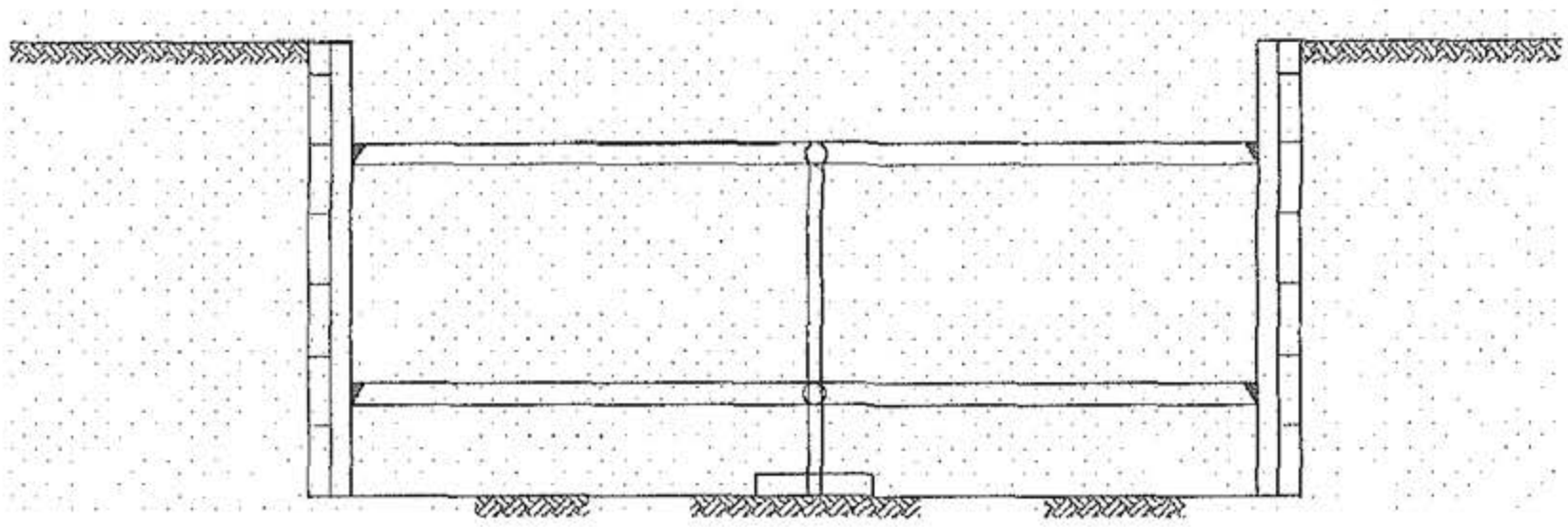


Fig. 11.9. Contravântuirea şpraiţurilor orizontale

Pentru a crea un spaţiu liber în incinta săpăturii, şpraiţurile pot fi executate şi înclinat, Fig. 11.10.

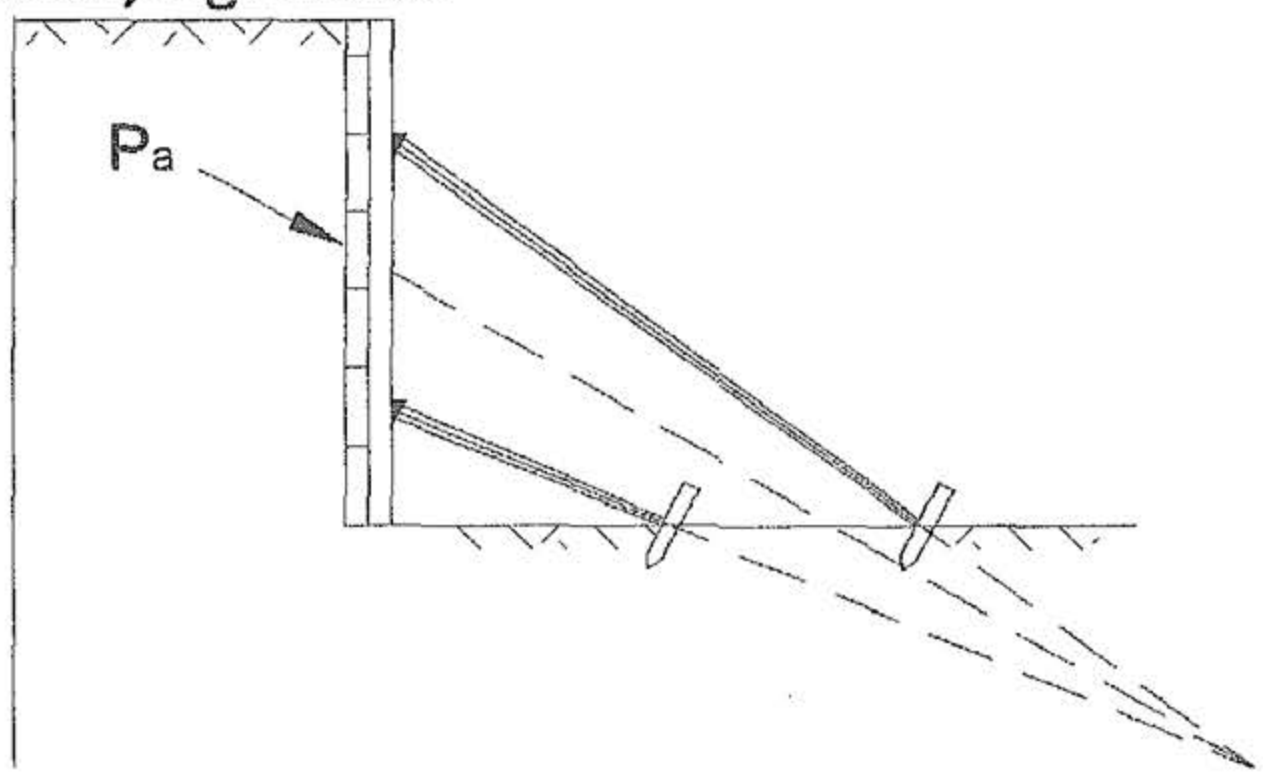


Fig. 11.10. Sprijinire cu şpraiţuri înclinate

Pentru a elimina spaţiul ocupat de şpraiţuri, pot fi folosite grinzi metalice bătute în teren (1.5-2.0 m), pe care se sprijină dulapii orizontali fixaţi cu pene sau cu dispozitive metalice, Fig. 11.11.

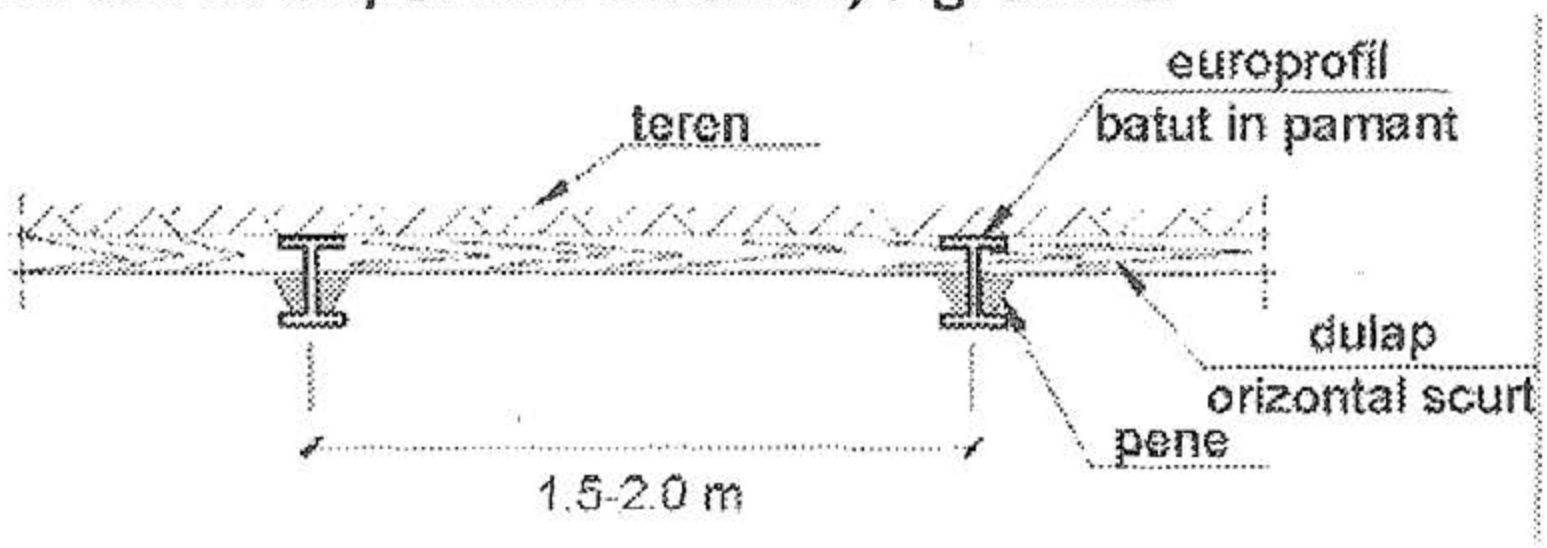


Fig. 11.11. Sprijiniri cu euro profile și dulapi

La executarea unei săpături mai adânci, nu se poate conta pe stabilitatea întregului mal până la terminarea completă a excavaţiei şi sprijinirea trebuie realizată pe tronsoane orizontale, Fig. 11.12.

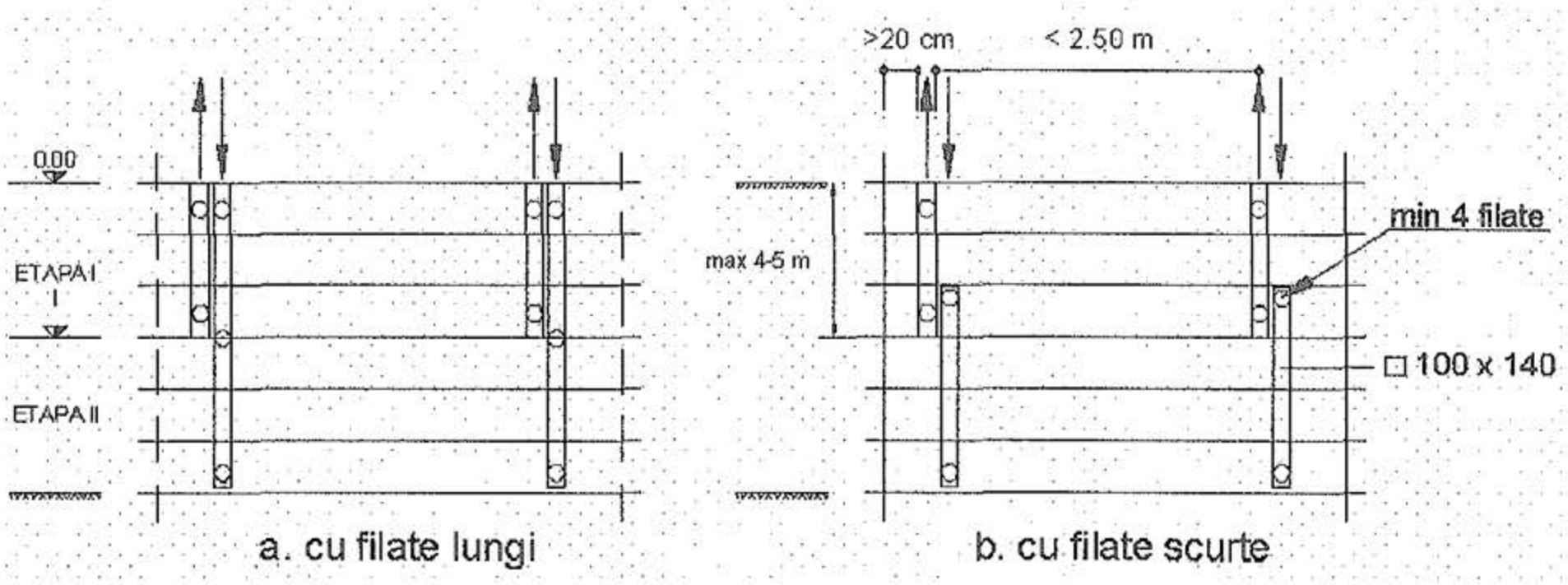


Fig. 11.12. Executarea sprijinirii unei excavaţii

11.2.4.1.2. Sprijiniri cu dulapi verticali

Sprijinirea cu dulapi verticali este alcătuită din următoarele elemente, Fig. 11.13.

– dulapi verticali, dispuşi joantiv,
– filate, elemente orizontale de solidarizare a dulapilor,
– şpraiţuri, elemente de sprijinire a filatelor

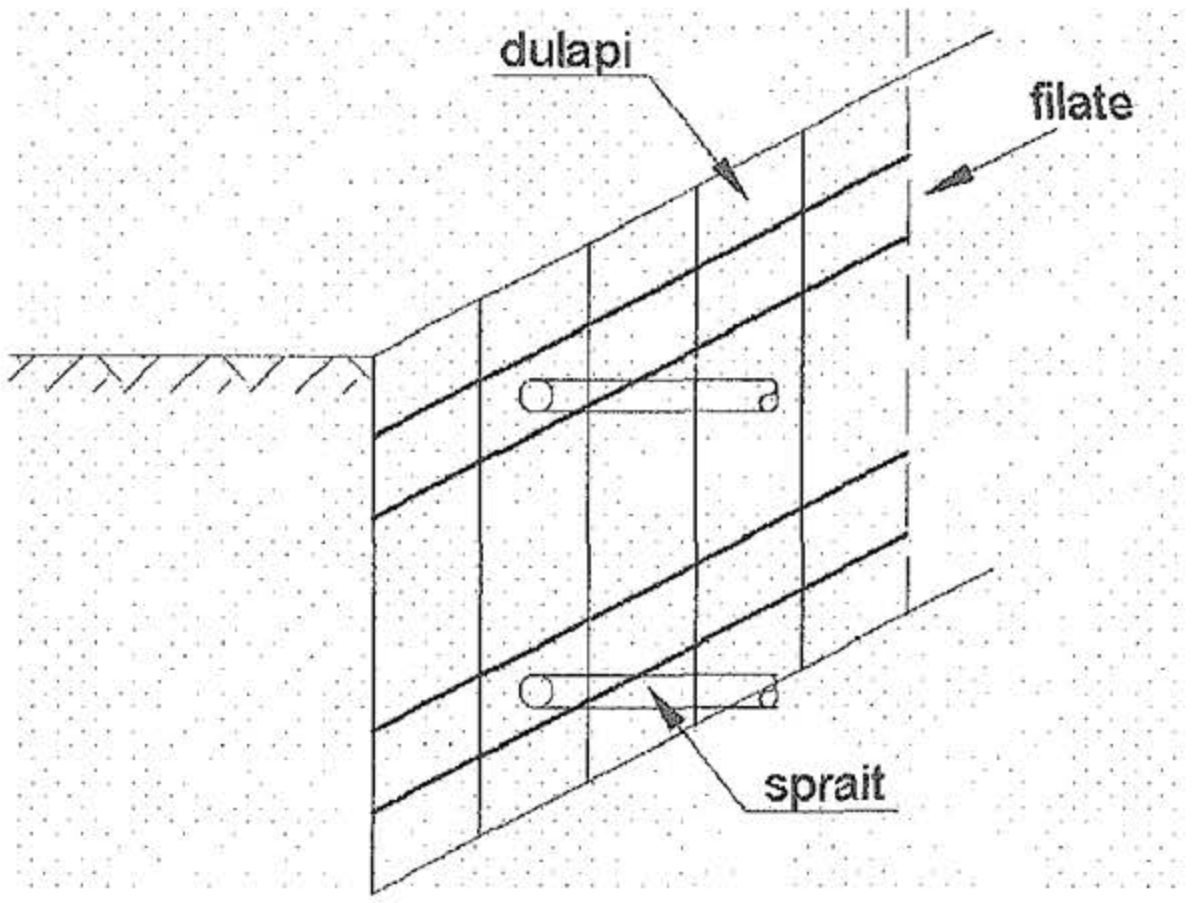


Fig. 11.13. Sprijinire cu dulapi verticali

Dulapii verticali sunt introduşi în teren prin batere, treptat, pe măsura avansării săpăturii, devansând-o pe aceasta. Vârful dulapilor trebuie întotdeauna să se găsească la cel puţin 0.30 m sub nivelul inferior al săpăturii.

Sistemul de susţinere din Fig. 11.14 se utilizează în cazul unor săpături continue, în spaţii înguste, a căror adâncime nu depăşeşte lungimea dulapilor. Pentru spaţii largi, filatele şi şpraiţurile se înlocuiesc cu cadre orizontale din bile sau grinzi ecarisate legate pe verticală prin popi,

Fig. 11.14. Dacă dimensiunile cadrelor sunt mari, ele se contravântuiesc în plan orizontal, Fig. 11. 15.

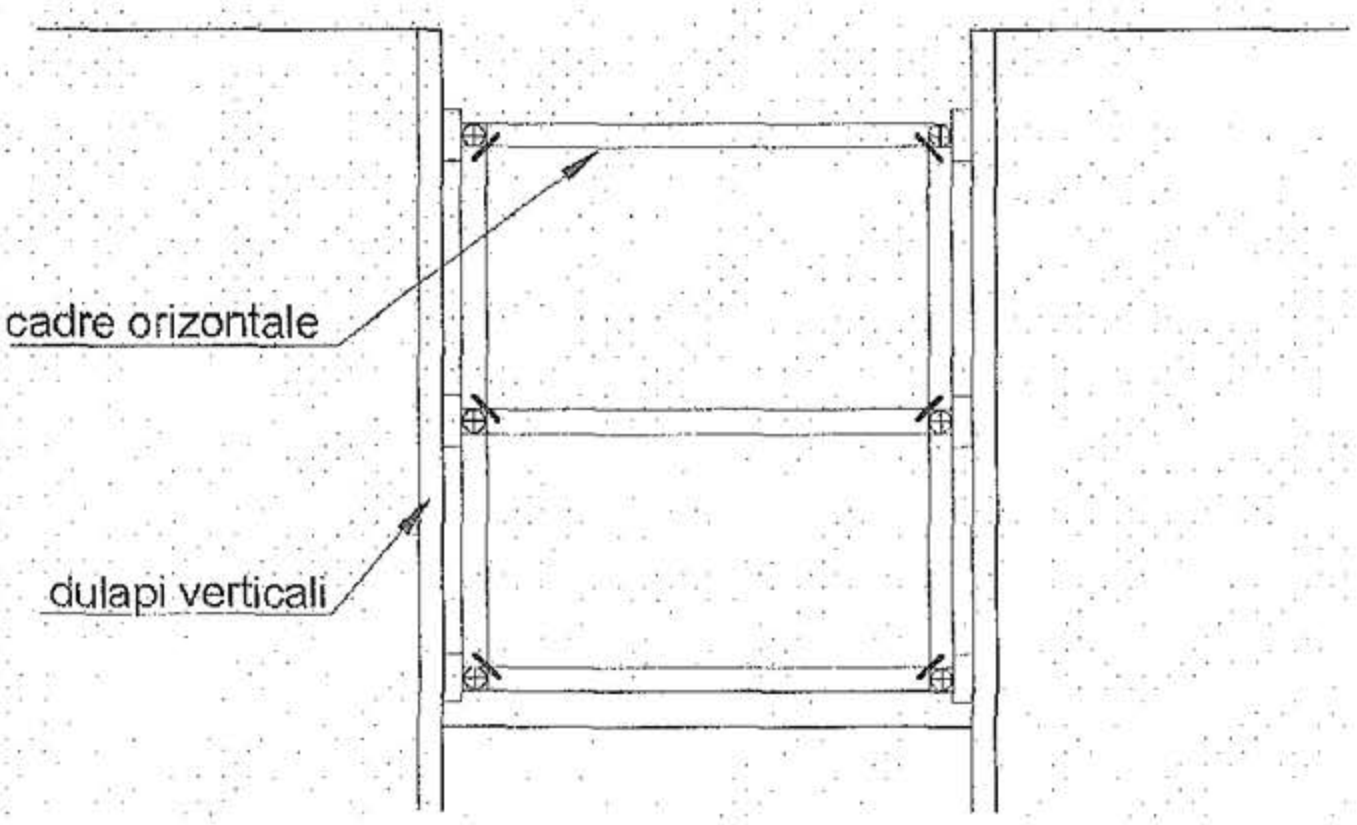


Fig. 11.14. Sprijinire cu dulapi verticali cu cadre orizontale

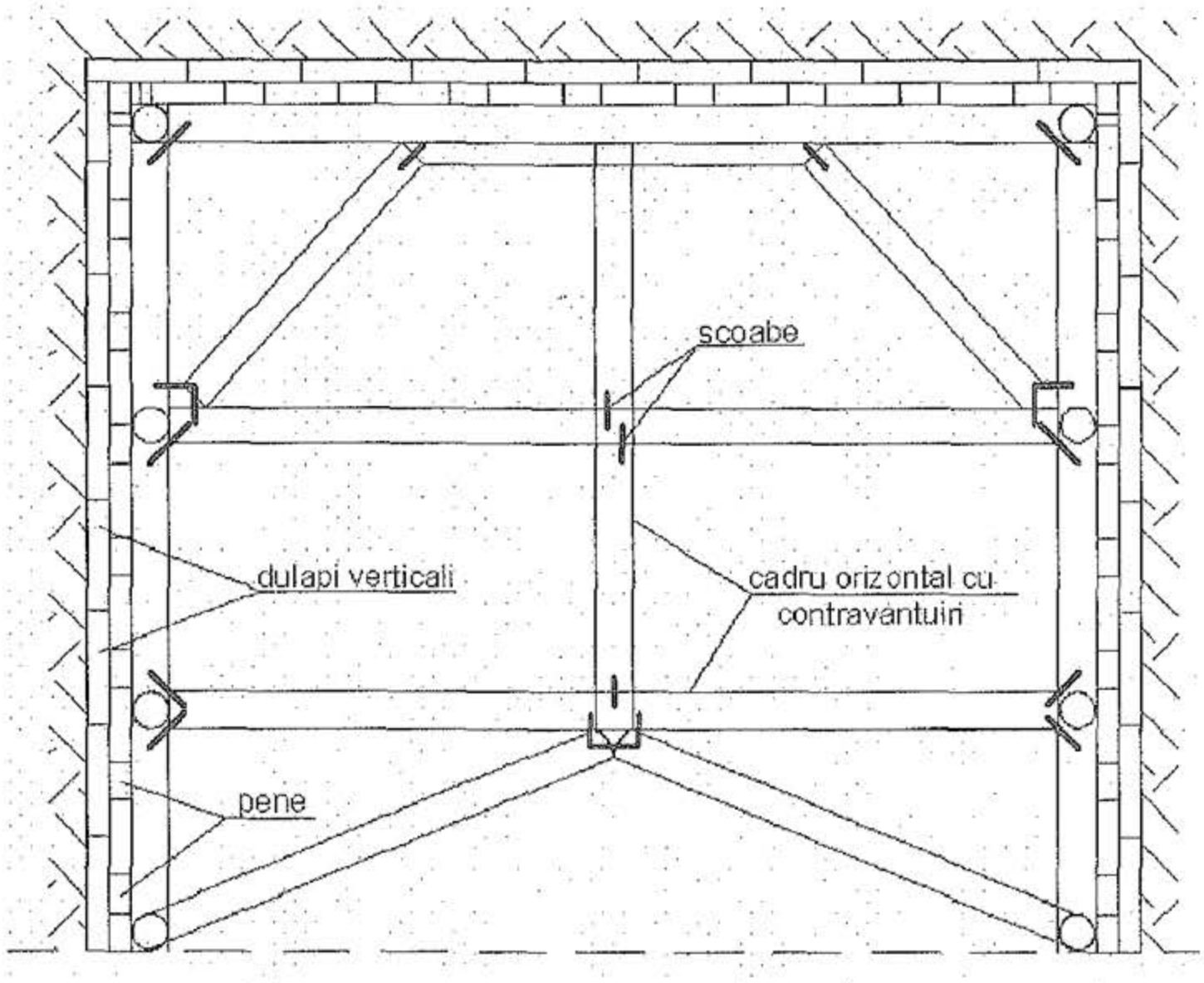


Fig. 11.15. Sprijinire cu dulapi verticali şi cadre contravântuite

Pentru excavaţii de adâncimi mai mari se pot utiliza dulapi înclinaţi (metoda Marciavanti), Fig. 11.16

La săpături de adâncime redusă şi în pământuri coezive o sprijinire simplă cu dulapi verticali aşa cum este cea din figură, poate fi pusă în operă la fel, ca una cu dulapi orizontali: se execută excavaţia nesprijinită, se pozează dulapii şi filatele, se fixează şpraiţurile prin pene bătute.

În pământuri care nu se menţin pe verticală, sprijinirea trebuie să urmărească îndeaproape săpătura sau să o preceadă. Presupunând că

trebuie s-o precede, punerea în operă a sprijinirii comportă succesiunea de etape ce se arată în continuare.

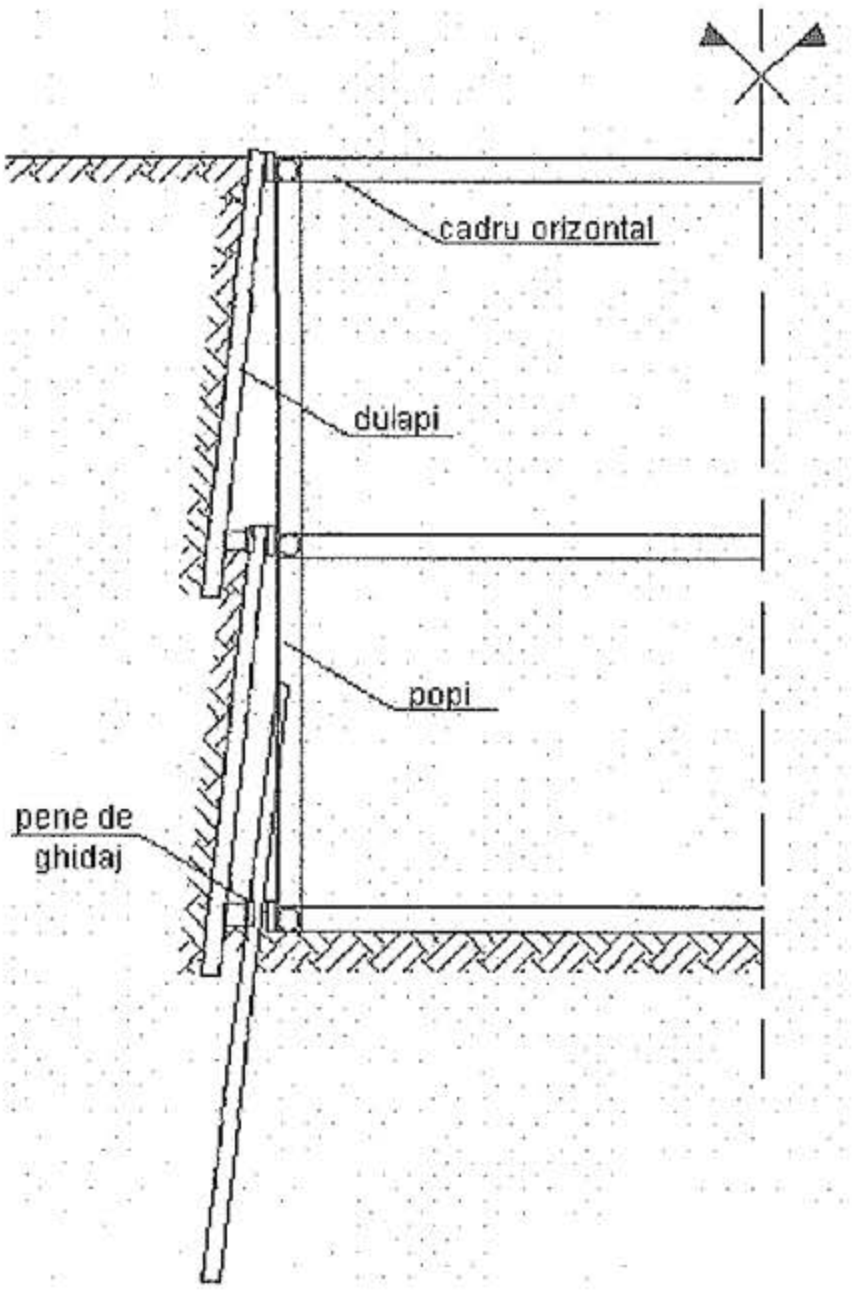


Fig. 11.16. Sprijinire cu dulapi verticali – metoda Marciavanti

În etapa I, cadrele sunt aşezate la suprafaţă, pe amplasamentul exact al excavaţiei. Utilizând cadrele drept ghidaj, dulapii sunt înfipţi prin batere, pe adâncimea primei trepte de sprijinire. După batere dulapii sunt împănaţi de cadre.

Etapa a II-a constă din executarea săpăturilor în interiorul sprijinirii. Pe măsura excavării unei trepte, dulapii sunt bătuţi mai departe, cu pasul corespunzător treptei.

Etapa a III-a constă din reluarea ciclului, prin aşezarea unui nou cadru, de data aceasta în interiorul incintei de dulapi.

Înainte de fiecare etapă de înfigere, se desfac toate penele, apoi dulapii sunt din nou împănaţi: în cazul unor împingeri puternice, împănarea devine inutilă, dulapii fiind presaţi spre cadre. În schimb stabilitatea generală a cadrelor trebuie asigurată, solidarizându-i pe verticală prin popi. Excavaţia se execută pe tronsoane scurte şi de preferinţă în trepte, aşa cum se arată şi în figură.

Pe parcursul execuţiei sprijinirii cu dulapi verticali, dulapii urmăresc baza excavaţiei, în timp ce cadrele rămân fixate la acelaşi nivel. Domeniul de aplicare, ca adâncime, este limitat de lungimea dulapilor şi de regulă nu depăşeşte 5÷6m. Înlocuind dulapii verticali din lemn, cu elemente metalice,

sprijinirea devine de fapt o incintă din pereţi din palplanşe, al cărui domeniu de aplicare, atât ca adâncime, cât şi ca funcţionalitate, este mult mai larg.

11.3. Împingerea pământului asupra lucrărilor de sprijiniri simple

Împingerea pământului reprezintă principala solicitare căreia trebuie să îi reziste sprijinirile simple.

La stabilirea diagramei de presiuni trebuie avut în vedere faptul că sprijinirile sunt lucrări de susţinere la care posibilităţile de deplasare şi deformare sunt limitate de însuşi modul lor de alcătuire (prezenţa şpraiţurilor, a cadrelor, a ancorajelor etc.)

Modificarea diagramei de presiuni în cazul sprijinirilor simple a fost confirmată de măsurătorile efectuate de-a lungul timpului, Fig. 11.17.

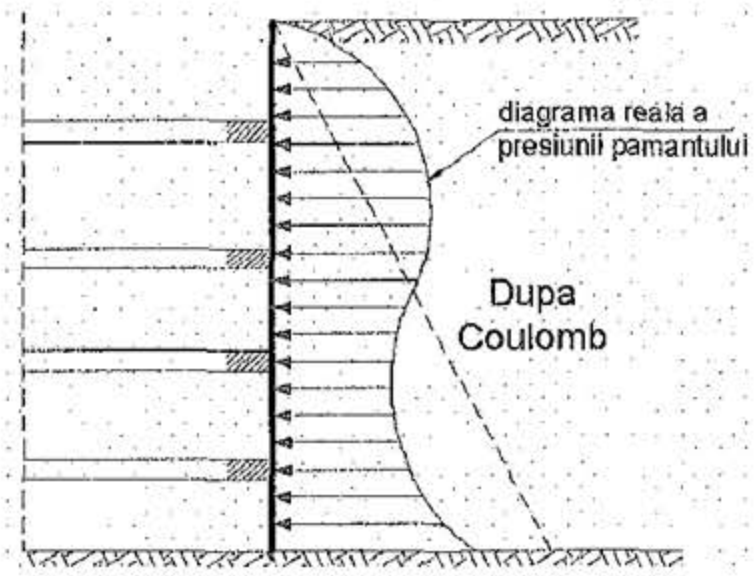


Fig. 11.17. Diagrama de presiuni asupra unei lucrări de susţinere

În practică se utilizează diagrame simplificate, cum ar fi cele elaborate de Tschebotarioff, Fig. 11. 18 şi Peck, Fig. 11.19.

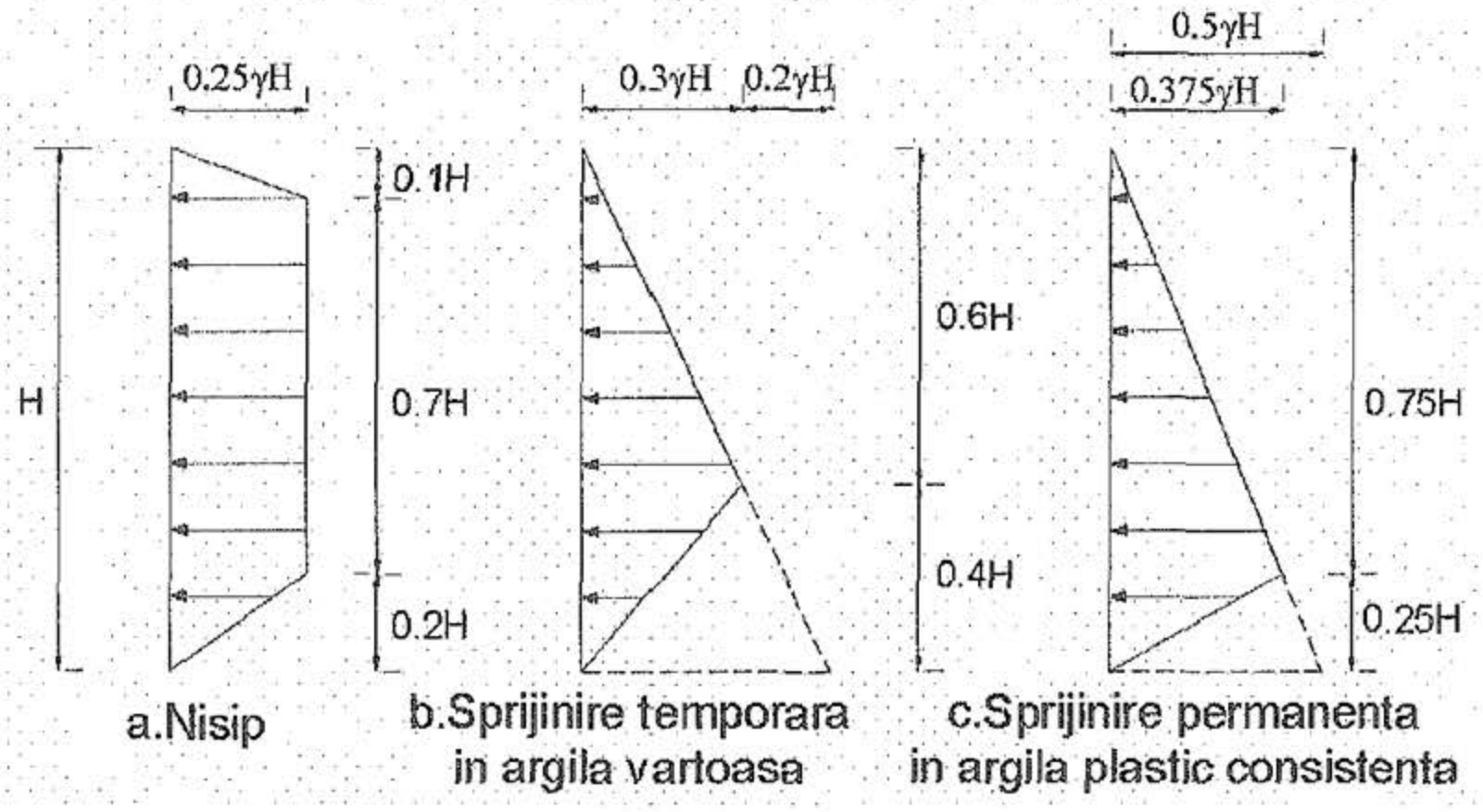


Fig. 11.18. Diagrame simplificate de presiune a pământului după Tschebotarioff (1973)

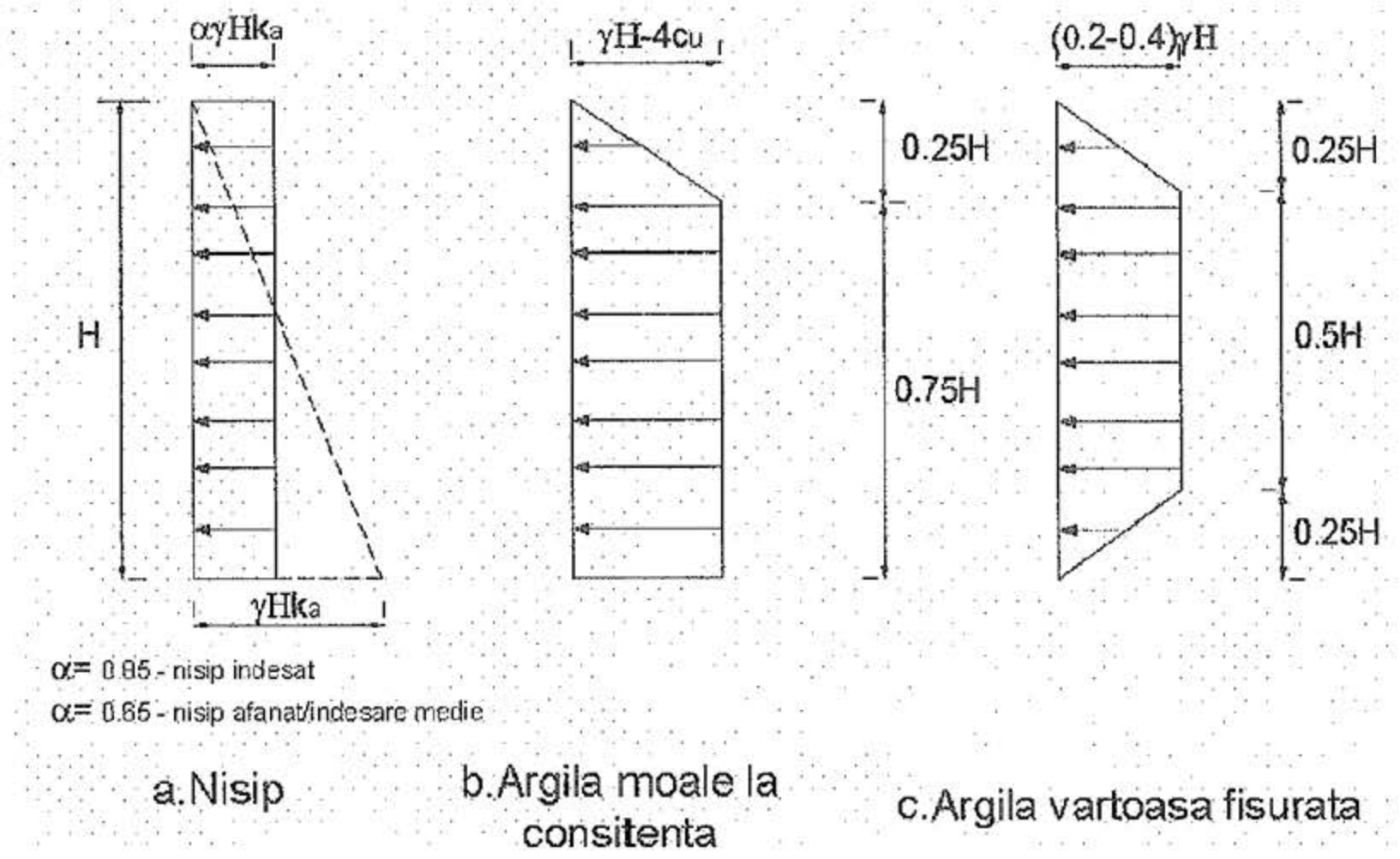


Fig. 11.19. Diagrame simplificate de presiune a pământului după Peck (1969)

Presiunile obţinute pe baza acestor diagrame simplificate sunt supraestimate. Măsurătorile pe teren au arătat că utilizarea diagramei Tschebotarioff duce la rezultate mai apropiate de realitate pentru excavaţii mai adânci de 16 m.

Pentru calculul presiunilor date de argile tari sau pământuri coezive în general este indicată utilizarea parametrilor efectivi ai rezistenţei la forfecare (φ', c') dacă excavaţia este lăsată deschisă mai mult de 3 luni.

În cazul unor terenuri stratificate calculul împingerii pământului asupra peretelui de sprijin se poate face folosind caracteristicile pământului:

$$\bar{c} = \frac{\sum C_i h_i}{\sum h_i}; \quad tg\bar{\varphi} = \frac{\sum tg\varphi_i h_i}{\sum h_i}; \quad \bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \tag{11.8}$$

Aceste relaţii pot fi utilizate dacă este asigurată condiţia: $\Delta \leq 20\ \%$

În cazul terenurilor coezive este de aşteptat apariţia de fisuri la partea superioară a excavaţiei, fisuri care se pot umple cu apă, trebuind luată în considerare forţa hidrostatică suplimentară, Fig. 11.20.

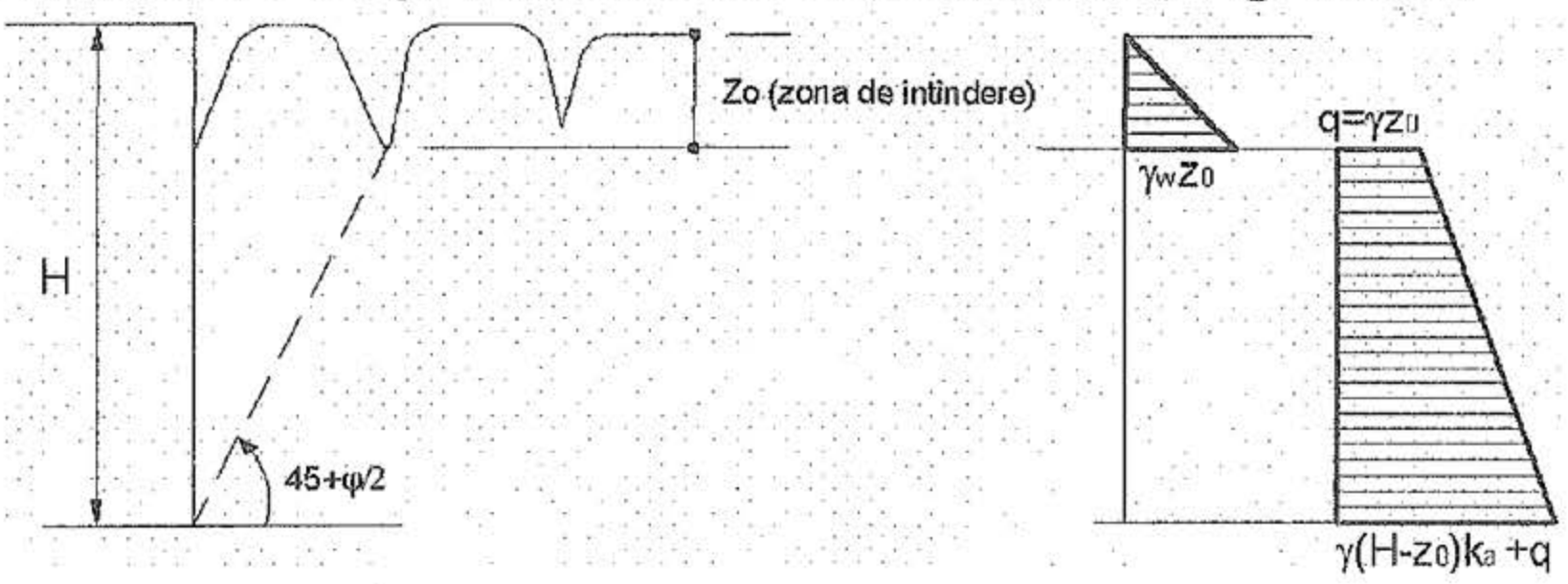


Fig. 11.20. Presiunea pământului la pământuri coezive

În practică nu este recomandată eliminarea din diagrama de calcul, a zonei de întindere. În acest caz, pentru un calcul acoperitor, se ia în considerare greutatea zonei din masiv expusă eforturilor de întindere, notată cu q, fără a fi multiplicat cu k_a.

În afara presiunilor date de împingerea pământului (greutatea proprie), ca acţiuni permanente asupra peretelui mai pot apare şi împingeri din suprasarcini date de procesul tehnologic (circulaţie autovehicule etc.), ca acţiuni variabile. Valoarea presiunilor din suprasarcini se determină cu relaţia din Fig. 11.21.

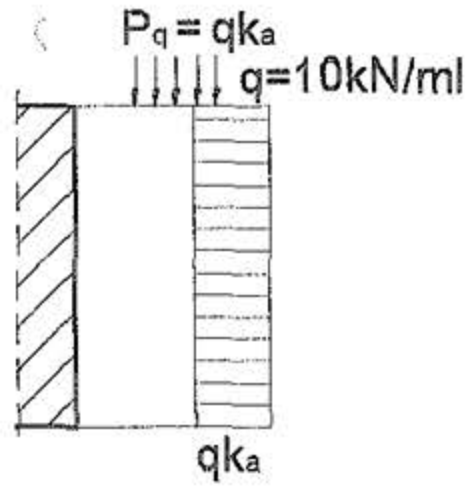


Fig. 11.21. Diagrama de presiuni din suprasarcini (acțiuni variabile)

11.4. Calculul sprijinirilor simple

Pentru adâncimi de excavaţie de până la 5m se pot adopta dimensiuni constructive pentru elementele sprijinirii:

– grosimea dulapilor: 5-7 cm,

– secţiunea filatelor: 8 x 16 cm sau 12 x 16 cm pentru dulapi orizontali şi 16 x 16 cm sau 20 x 20 cm pentru dulapi verticali,

– şpraiţuri din bile cu diametrul de 10 – 12 cm sau 12 – 14 cm.

Pentru dimensiuni în plan şi adâncimi mari (peste 5 – 6 m), calculul de rezistenţă al sprijinirilor este obligatoriu.

11.4.1. Calculul sprijinirilor cu dulapi orizontali

Dulapii orizontali sunt calculaţi ca grinzi simplu rezemate pe distanţa l_1 dintre două filate consecutive Fig. 11.22.

Pentru un dulap de lăţime b, încărcarea uniform distribuită q este egală cu:

$$q = p_a b \tag{11.9}$$

unde: p_a este împingerea pământului rezultată din diagramele simplificate din Fig. 11.18 și Fig. 11.19.

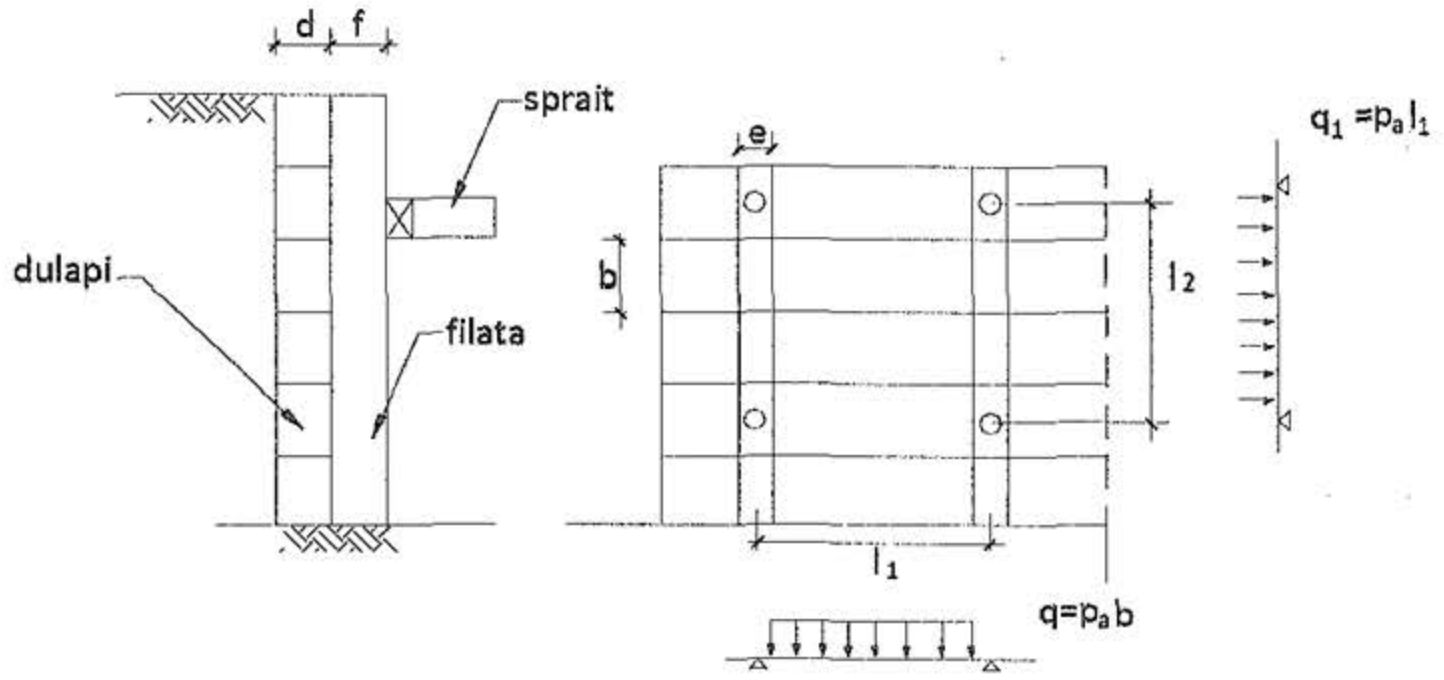


Fig. 11.22. Schema de calcul a sprijinirilor simple

Calculul se conduce conform normativului NE 018-03 și SR EN 1997-2004.

Pentru cazul de proiectare 2 (CP2) combinaţia de încărcări este dată de acţiunile de calcul:

$$p_{a_d} = 1.35 p_a(\varphi'_k, c'_k) + 1.5 p_{aq}(\varphi'_k, c'_k) \qquad (11.10)$$

în care p_a – este presiunea pământului determinată cu una din diagramele simplificate de distribuție a presiunii pământului, folosind valorile caracteristice ale parametrilor pământului (φ', c' sau c_u).

Verificarea dulapilor se face la starea limită de rezistenţă prin compararea valorilor

$$M_r \le R_i^c W_{calc} m_T \qquad (11.11)$$

în care:

M_r – este momentul încovoietor maxim în dulap dat de relaţia

$$M_r = \frac{p_{ad} l_1^2}{8} \qquad (11.12)$$

R_i^c - rezistenţa de calcul la încovoiere a lemnului, conform NE 018-03,

W_{calc} – modulul de rezistenţă,

m_T – coeficient ce ţine seama de modul de tratare a lemnului, dat în Tabelul 11.2.

Tabelul 11.2. Coeficientul de tratare a lemnului m_T

Procedee de tratare	Clasa de exploatare	
	1 şi 2	3
Lemn netratat	1.0	
Lemn tratat pe o suprafaţă	1.0	
Lemn tratat în masă	0.7	0.85
Lemn ignifugat	0.9	

Pentru calcule preliminare poate fi folosită şi metoda rezistenţelor admisibile.

Momentul încovoietor maxim în dulap este dat de relaţia:

$$M = \frac{ql_1^2}{8} \tag{11.13}$$

în care q – încărcarea uniform distribuită calculată cu relaţia (11.9).

Pentru verificarea secţiunii dulapului se foloseşte relaţia:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{q_1 l_1^2}{8}}{\frac{bd^2}{6}} \le R_i^c \tag{11.14}$$

unde: W – modulul de rezistenţă al secţiunii dulapului,

d – grosimea dulapului,

b – lăţimea dulapului,

R_i^c - rezistenţa admisibilă a lemnului la încovoiere.

Valorile R_i^c *sunt reproduse în* Tabelul 11.3.

Tabelul 11.3. Rezistenţe admisibile ale materialului lemnos din diferite specii pentru calculul construcţiilor provizorii (STAS 856 – 71)

Natura solicitării	Simbol	Rezistenţe admisibile în daN/cm^2			
		Molid, brad	Stejar, gorun	Fag	Plop
Încovoiere	R_i^c	120	155	130	95
Compresiune în lungul fibrelor	$R_{c\perp}^c$	120	155	130	95
Compresiune normală pe fibre	R_c^c	18	36	29	18
Strivire în lungul fibrelor	R_s	120	155	130	95

Din relaţia (11.14) rezultă grosimea *d* a dulapului

Calculul filatelor se realizează ca pentru grinzi simplu rezemate pe distanţa l_2 dintre şpraiţuri, în plan vertical. Filata preia reacţiunea de la dulapi aferentă unei distanţe l_1 rezultând o încărcare uniform distribuită q_1 egală cu :

$$q_1 = p_a l_1 \tag{11.15}$$

Momentul încovoietor maxim în filată este:

$$M_1 = \frac{q_1 {l_2}^2}{8} \tag{11.16}$$

Pentru verificarea secţiunii filatei, de lăţime *e* şi grosime *f*, se utilizează relaţia:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} = \frac{\frac{q_1 l_2^2}{8}}{\frac{ef^2}{6}} \le R_i^c \tag{11.17}$$

Valorile R_i^c sunt date in Tabelul 11.3.

Calculul şpraiţurilor se efectuează la compresiune cu flambaj pentru o încărcare axială *N* care reprezintă volumul diagramei de presiuni aferente unui şpraiţ:

$$N = p_a l_1 l_2 \tag{11.18}$$

Verificarea la compresiune cu flambaj a şpraiţului se face cu relaţia:

$$\sigma' = \frac{N}{A \cdot \phi} \le R_{c\perp}^c \tag{11.19}$$

unde: A – secţiunea şpraiţului;

φ – coeficient de flambaj egal cu:

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ - pentru } \lambda > 0.75 \tag{11.20}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \tag{11.21}$$

unde: l_f – lungimea de flambaj,

i = 0.25d,

d – diametrul şpraiţului.

$R_{c\perp}^c$ – rezistenţa admisibilă la compresiune în lungul fibrei lemnului.

La contactul şpraiţ – filată, filata se verifică la strivire cu relaţia:

$$\sigma'' = \frac{N}{A} \le R_s \qquad (11.22)$$

unde: N – forţa axială în şpraiţ,

A – secţiunea şpraiţului,

R_s – rezistenţa admisibilă la strivire normală pe fibre.

Dacă se utilizează elemente metalice se vor utiliza valori corespunzătoare pentru rezistenţele admisibile.

11.4.2. Calculul sprijinirilor cu dulapi verticali

Calculul dulapilor, filatelor şi şpraiţurilor se face în acelaşi mod ca pentru sprijinirile cu dulapi orizontali Fig. 11.23.

În conformitate cu norma NE 018-03 verificarea şpraiţului se face la compresiune axială conform relaţiei :

$$N < C_r \qquad (11.23)$$

în care N – este valoarea caracteristică a combinaţiilor de bază a acţiunilor, definite conform relaţiei

$$N = p_{ad} \cdot l_1 \cdot l_2 \qquad (11.24)$$

iar

$$C_r = A_{calc} \cdot R_{c_1}^c \cdot \varphi_c \cdot m_T \qquad (11.25)$$

în care :

A_{calc} – aria de calcul a elementului,

ϕ_c - coeficientul de flambaj,

m_T - coeficient care ţine seama de modul de tratare a lemnului (Tabelul 11.2),

$R_{c_1}^c$ - rezistenţa de calcul la compresiune a lemnului, dată în NE 018-03.

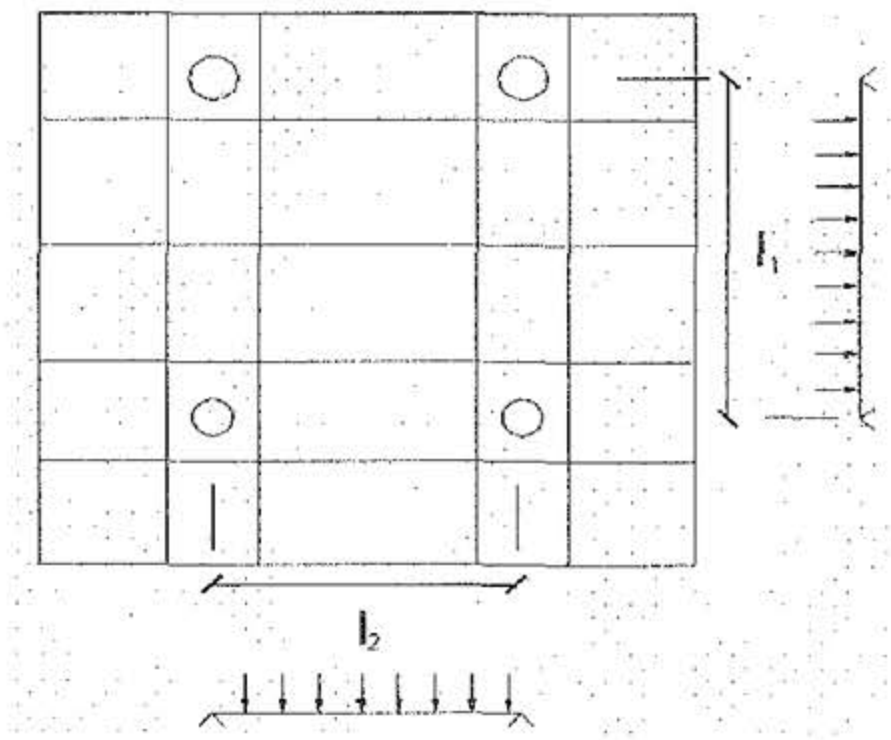


Fig. 11.23. Schema de calcul a sprijinirilor verticale

Folosind metoda rezistenţelor admisibile calculul se conduce astfel:

– dulapii sunt calculaţi ca grinzi simplu rezemate pe distanţa l_1 între două filate,

– şpraiţurile sunt calculate la compresiune cu flambaj,

– contactul şpraiţ – filată se verifică la strivire.

În cazul în care avem şpraiţuri înclinate calculul acestora se face conform cu schema din Fig. 11.24:

– se determină solicitările în fiecare şpraiţ, prin descompunerea împingerii totale după direcţiile de acţiune a şpraiţurilor,

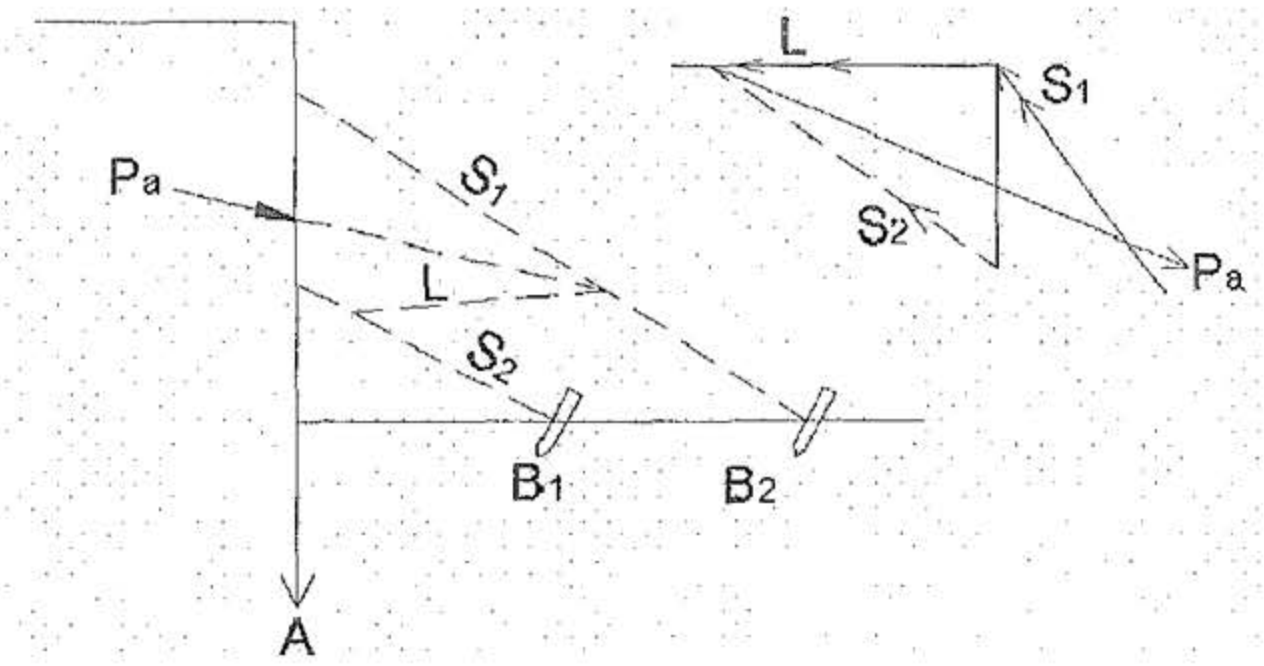


Fig. 11.24. Schema de calcul a șpraițurilor înclinate

– se verifică la compresiune cu flambaj fiecare şpraiţ conform relaţiei (11.25),

– se verifică la solicitările S1 şi S2 sprijinirile de la talpă.

În cazul în care se poate executa cu taluz, o soluţie posibilă este şi înlocuirea sistemului de sprijinire simplă cu un sistem format din, Fig. 11.25:

– coajă de beton torcretat armat cu plasă de sârmă,

– filate din grinzi de lemn,

– ancoraje.

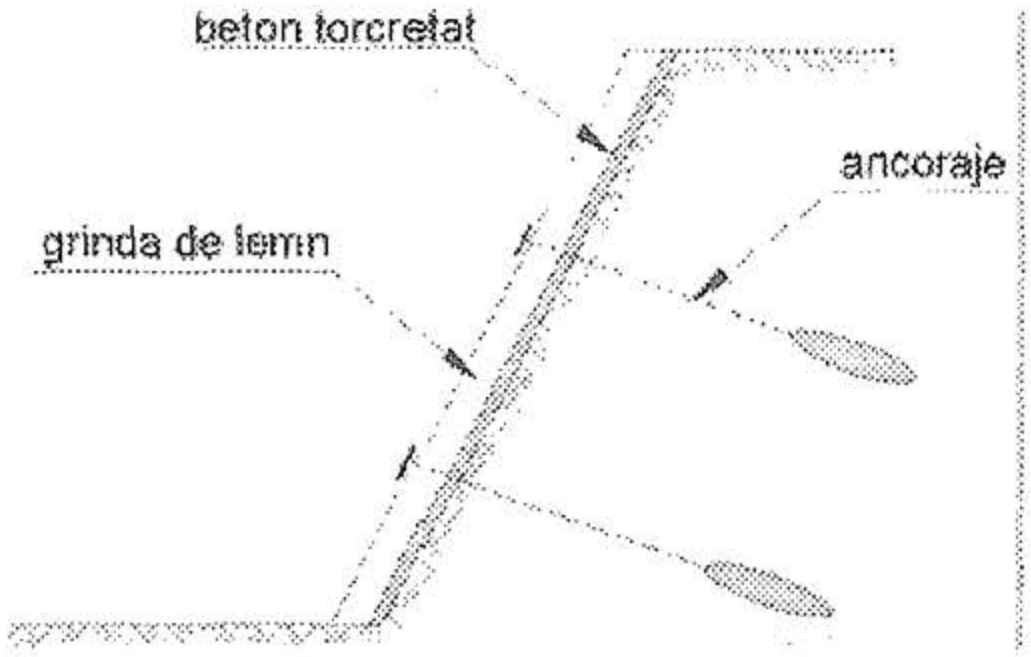


Fig. 11.25. Sistem de sprijinirea pereților înclinați

11.4.3. Stabilitatea generală a excavaţiilor spraiţuite

Cu excepţia rocilor stâncoase masive, în toate celelalte tipuri de teren va avea loc o deplasare spre interior a pereţilor. Această deplasare este însoţită de tasarea suprafeţei terenului lângă excavaţie.

În prafuri şi argile există un risc suplimentar de refulare a fundului săpăturii, însoţită de o tasare importantă a suprafeţei terenului. Terzaghi şi Peck au analizat mecanismul de refulare a argilelor moi, schematizat în Fig. 11.26.

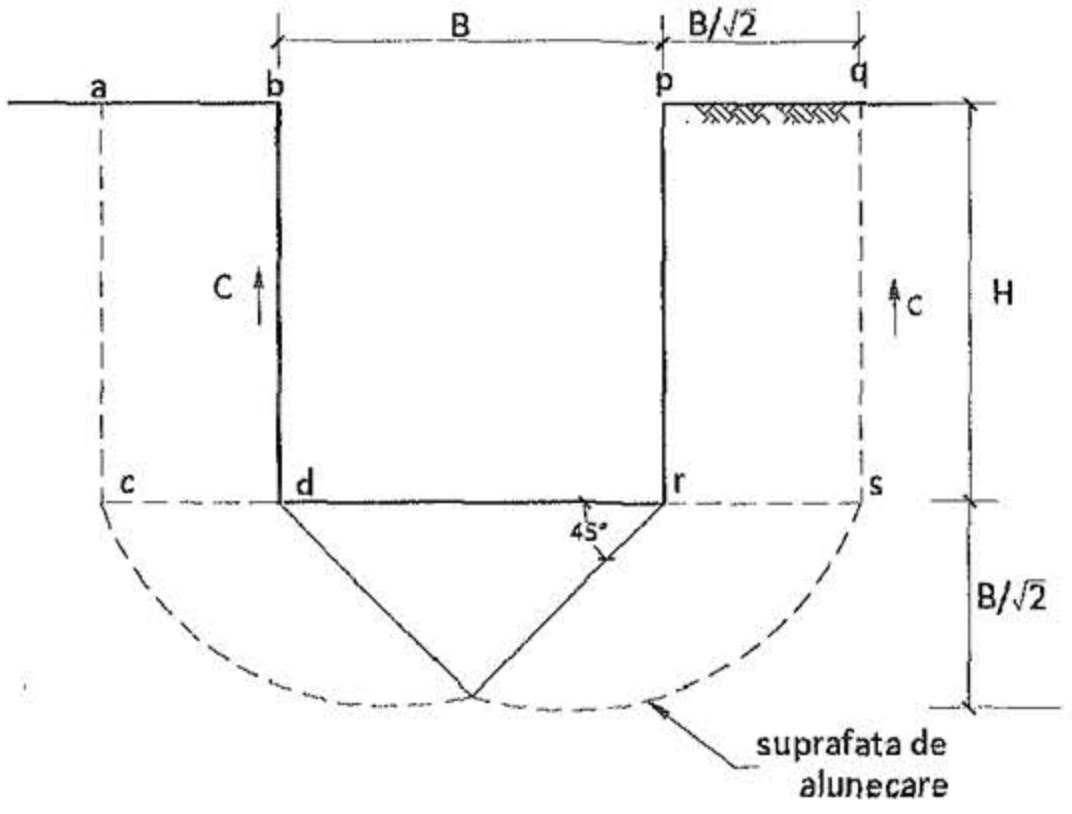


Fig. 11.26. Stabilitatea excavațiilor adânci

Cele două fâşii, *cd* şi *rs,* de la nivelul bazei excavaţiei preiau o suprasarcină egală cu greutatea masei de argilă limitată de dreptunghiurile *abcd* şi *pqrs.* Dacă presiunile exercitate de aceste mase de pământ depăşesc capacitatea portantă a terenului la nivelurile *cd* şi *rs* pământul va ceda, ca şi în cazul unei fundaţii, după o suprafaţă curbă de alunecare. Terzaghi şi Peck au arătat că lăţimile *cd* şi *rs* sunt egale cu $B/\sqrt{2}$. Dacă se neglijează adeziunea dintre pământ şi susţinere, tendinţa de deplasare în jos va fi contracarată de forţele de coeziune $C = cH$ dezvoltate de-a lungul suprafeţelor *ac* şi *qs*. Ca urmare, încărcarea totală pe fâşiile *cd* şi *rs* va fi dată de:

$$p = \frac{1}{2}\sqrt{2}B\gamma H - cH \qquad (11.26)$$

Deoarece ruperea prin refulare este extrem de periculoasă, trebuie adoptat un coeficient de siguranţă de minimum 1.5.

Capacitatea portantă limită a pământului pe fâşiile *cd* şi *rs* este 5.7c, rezultă că presiunea nu trebuie să depăşească 3.8c (c – coeziunea pământului).

11.5. Sprijiniri cu palplanşe

Palplanşele sunt elemente de sprijinire care se folosesc în cazul unor săpături cu pereţi verticali adânci, a căror cotă coboară sub nivelul apei subterane, Fig. 11.27.

Ele trebuie să îndeplinească următoarele scopuri:

– susţinere a peretelui vertical a săpăturii,

– împiedicarea efectului de antrenare hidrodinamică a pământului de pe fundul săpăturii.

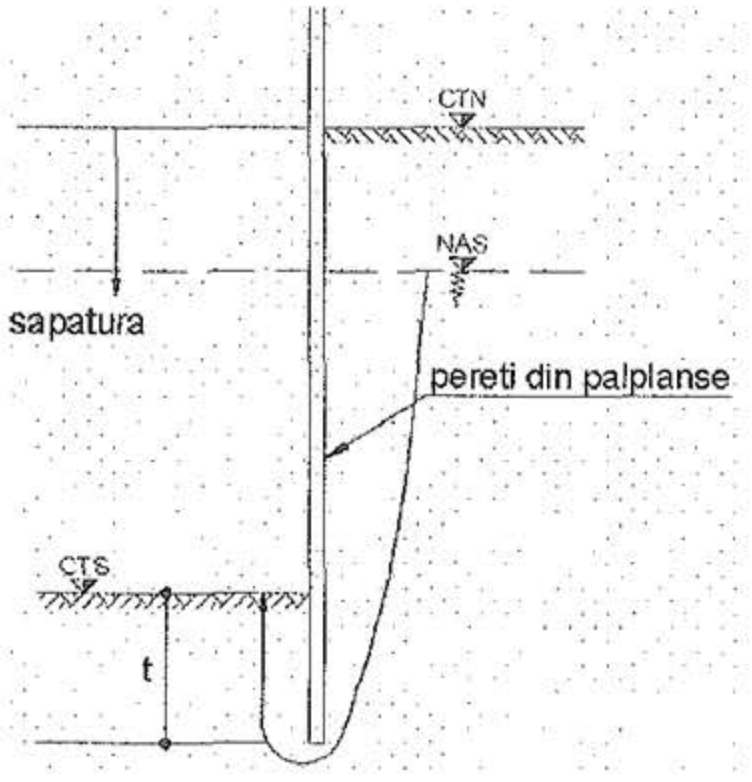


Fig. 11.27. Sprijiniri cu palplanşe

Palplanşele pot fi executate din lemn, beton, metal.

11.5.1. Elemente constructive

Palplanşele de lemn se utilizează în cazul incintelor de dimensiuni reduse, cu adâncimi până la 4-5m. Se realizează din lemn de brad sau stejar, sub formă de dulapi cu grosimea de 6-10cm sau grinzi – 20-25cm. Se foloseşte lemn sănătos, fără noduri sau crăpături, cu umiditate mai mare de 10%.

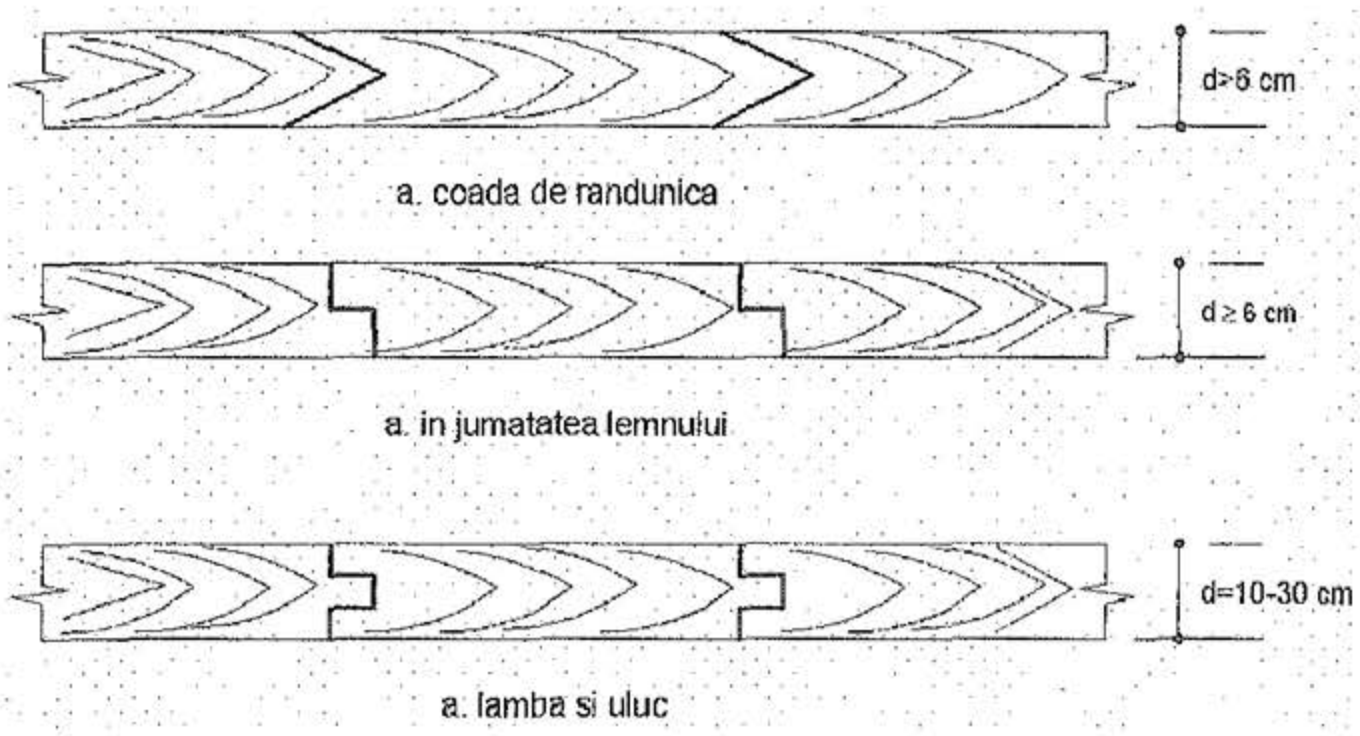


Fig. 11.28. Realizarea îmbinărilor la palplanşe de lemn

Îmbinările sau joantele se realizează într-o mare varietate de forme, Fig. 11.31.

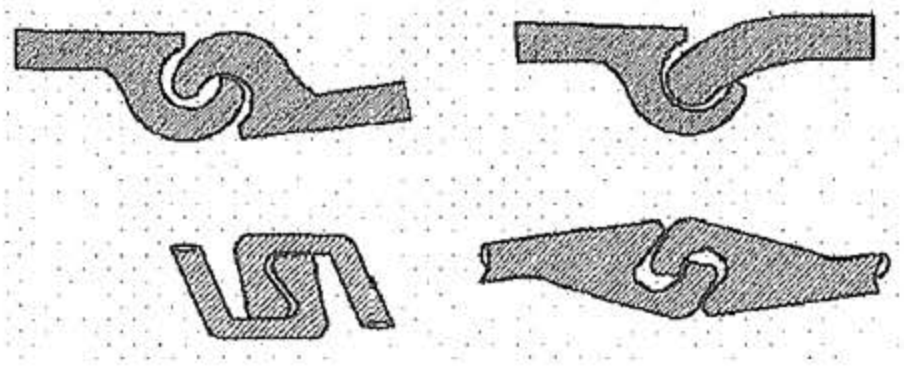


Fig. 11.31. Tipuri de îmbinări la palplanșe

Ele trebuie alcătuite astfel încât să reziste la eforturi de întindere, să asigure o cât mai bună etanşeitate şi să permită înfigerea şi extragerea uşoară a palplanşelor din teren, spre a fi refolosite.

La colţuri şi la schimbările de direcţie ale pereţilor se prevăd profile şi îmbinări speciale, care trebuie aprovizionate pe şantier odată cu profilele curente.

Înfigerea palplanşelor metalice este mai uşoară decât a celor din lemn sau beton armat, întrucât sunt mai rezistente, mai subţiri şi au o *frecare laterală mai mică in raport cu pământul.*

Pentru batere se folosesc, ca şi la piloţi, sonete cu berbeci cu simplă sau dublă acţiune, precum şi vibrosoneta. Dacă apar incidente de batere (devieri, desprinderi), palplanşele în cauză pot fi scoase relativ uşor, îndreptate sau eventual chiar tăiate.

Pentru ghidare la introducere se confecţionează un cadru, peretele fiind prins între două rânduri de moaze paralele, atât la partea inferioară, cât şi la o anumită înălţime.

Utilajul de introducere trebuie să fie capabil să manevreze palplanşe a căror greutate unitară poate atinge 20 – 30 kN.

11.5.2. Calculul palplanşelor

Principala solicitare căreia trebuie să îi reziste peretele din palplanşe este împingerea pământului.

11.5.2.1. Calculul împingerii pământului şi reacţiunii pământului

Calculul se face după metodele clasice ale calculului împingerii pământului, metoda Coulomb sau Rankine, Fig. 11.32.

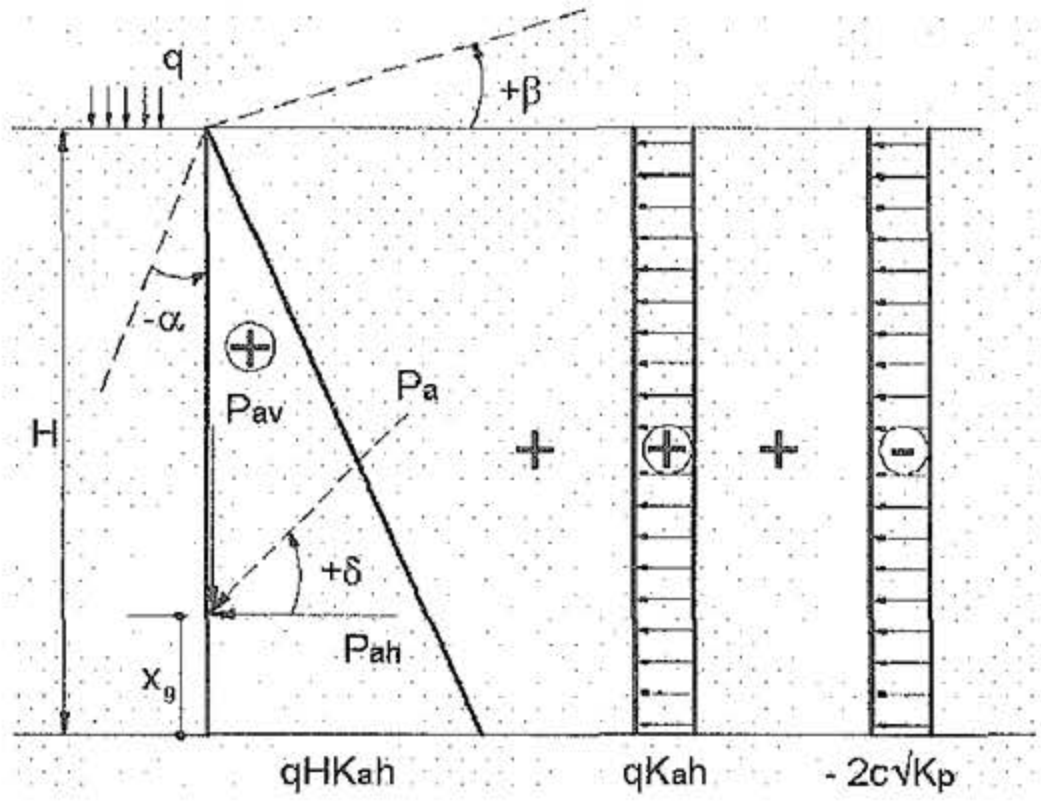


Fig. 11.32. Împingerea pământului

Valoarea presiunii active se determină cu relaţia:

$$p_{ah} = p_{ah,g} + p_{ah,q} \tag{11.27}$$

în care :

$p_{ah,g}$ - presiunea activă a pământului, pe direcție orizontală, considerată ca o acţiune geotehnică permanentă nefavorabilă,

$P_{ah,q}$ - presiunea activă a pământului din suprasarcină, pe direcție orizontală, considerată ca o acțiune geotehnică variabilă nefavorabilă,

a căror valori sunt:

$$p_{ah,g} = k_{ah} \cdot \gamma \cdot H - 2c\sqrt{k_{ah}}$$
$$p_{ah,q} = k_{ah} \cdot q \tag{11.28}$$

în care k_{ah} – coeficientul de împingere activă, în direcție orizontală determinat cu relaţia:

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta)\cos(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{11.29}$$

Valorile împingerilor active ale pământului se determină cu relaţiile:

$$P_{ah,g} = \frac{1}{2} p_{ah,g} \cdot H = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 - 2c\sqrt{k_{ah}} H$$
$$P_{ah,q} = k_{ah} \cdot q \cdot H \tag{11.30}$$

Valoarea presiunii pasive se determină cu relaţia (z=H)

$$p_{ph} = \gamma \cdot H \cdot k_{ph} + 2c\sqrt{k_{ph}} \tag{11.31}$$

$$\text{în care : } k_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad (11.32)$$

Valoarea unghiului de frecare pământ – perete (δ) se adoptă cu valorile:

$\delta_{ak} = -\frac{2}{3}\varphi'_k$ şi $\delta_{pk} = +\frac{2}{3}\phi'_k$ - pentru suprafaţă plană de cedare

$\delta_{pk} = +\varphi'_k$ - pentru suprafaţă curbă de cedare.

Pentru terenuri stratificate variaţia presiunii active/pasive se determină pentru fiecare strat.

Pentru terenuri la care valorile parametrilor straturilor de pământ nu diferă cu mai mult de 20 % se poate admite pentru calculul presiunilor, un strat omogen având parametri geotehnici determinaţi ca medii ponderate.

$$\gamma_e = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i};\ c_e = \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i};\ tg\varphi_e = \frac{\sum tg\varphi_i h_i}{\sum h_i} \qquad (11.33)$$

Dimensionarea pereţilor de palplanşe se face luând în considerare cazurile de proiectare date în Tabelul 11.5.

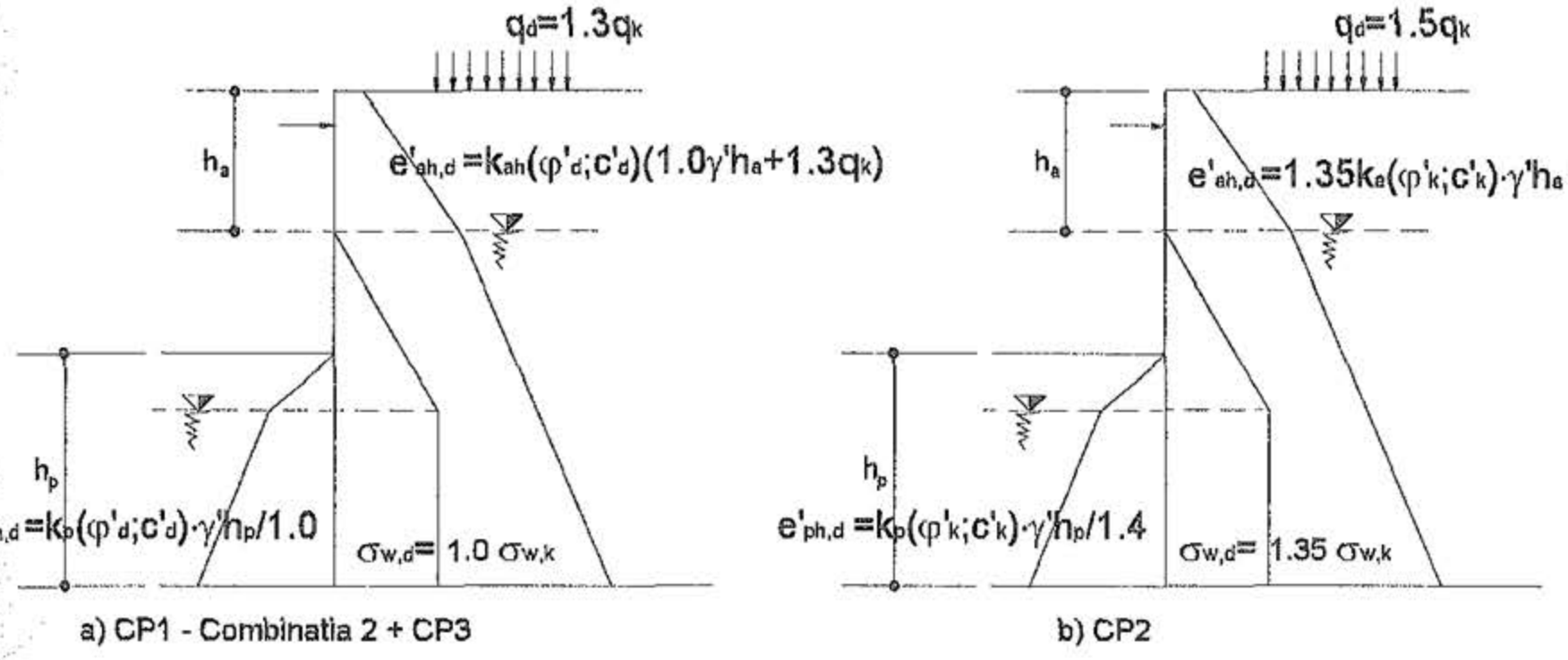
Combinaţia de bază a acţiunilor (împingerilor) este dată în Fig. 11.33.

$$\sum \gamma_{Gi} \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \qquad (11.34)$$

în care valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă se adoptă conform Tabelului 11.6.

Tabelul 11.5. Coeficienţi parţiali de siguranţă

Caz de proiectare	Permanente nefavorabile	Variabile nefavorabile
	γ_G	γ_Q
CP1 – Combinaţia 1 $(A_1 + M_1 + R_1)$	1.35	1.50
CP1 – Combinaţia 2 $(A_2 + M_2 + R_1)$	1.00	1.30
CP2 – $(A_1 + M_1 + R_2)$	1.35	1.50
CP3 – $(A_2/A_1 + M_2 + R_3)$ acţiuni transmise de pământ pereţilor acţiuni transmise pereţilor	 1.00 1.35	 1.30 1.50



a) CP1 - Combinatia 2 + CP3 b) CP2

Fig. 11.33. Combinațiile de bază a împingerilor

La evaluarea presiunilor de calcul se impune folosirea parametrilor geotehnici de calcul (φ'_d, c'_d) determinaţi cu relaţia:

$$X_d = \frac{x_K}{\gamma_M} \tag{11.35}$$

Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru parametri pământului şi rezistenţe se dau în Tabelul 11.6:

Tabelul 11.6. Coeficienți parțiali de siguranță

	Parametrii pământului				Rezistenţe	
	γ_M	γ_φ	γ_c	γ_{cu}	Pasivă γ_R	Ancoraje γ_a
CP1 – Combinaţia 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10
CP1 – Combinaţia 2	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.10
CP2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	1.10
CP3	1.00	1.25	1.25	1.40	1.00	1.00

Înafara verificării la starea limită ultimă (ULS) se impun verificări la rupere hidraulică (UPL) şi umflare a fundului săpăturii (HYD) conform capitolului 2.

11.5.2.2. Dimensionarea palplanşelor

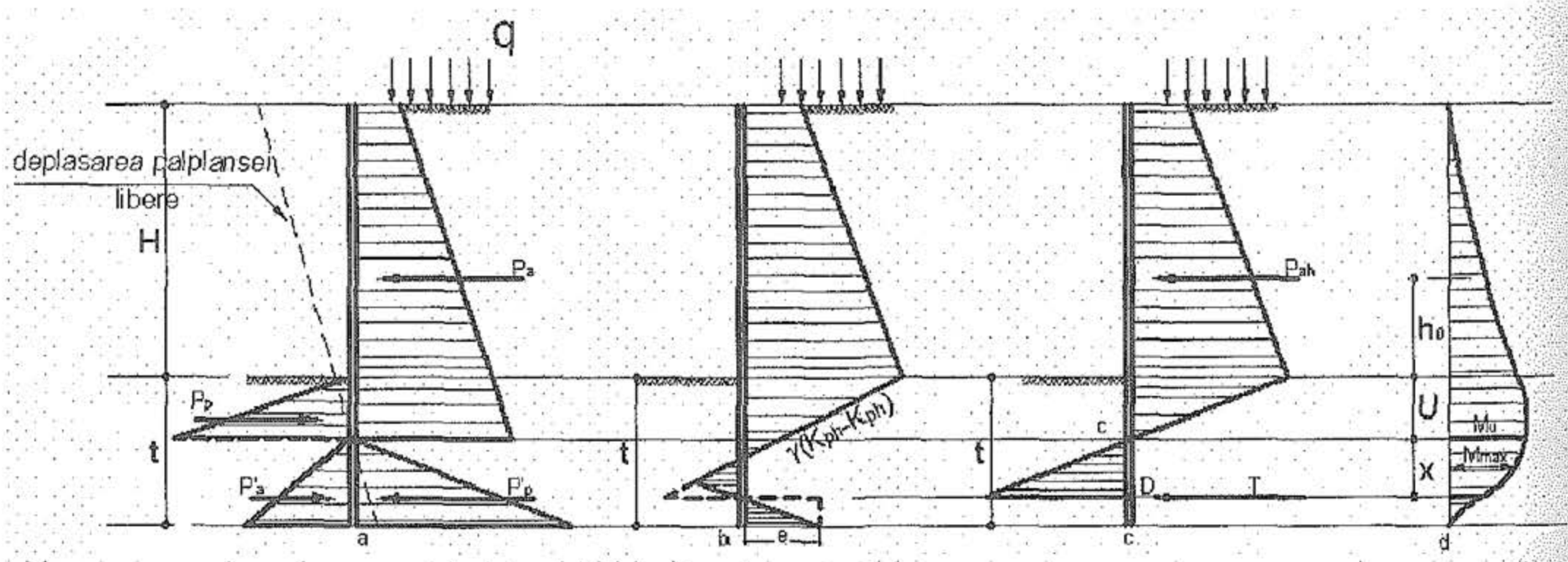
Dimensionarea palplanşelor presupune determinarea adâncimii de batere "t", a valorii momentului încovoietor maxim (M_{max}) şi a forţei tăietoare aferente (T_{af}).

După modul de transmitere a împingerii pământului la terenul din jurul săpăturii avem următoarele scheme de calcul:

a. Palplanşa încastrată jos şi liberă sus,
b. Palplanşa rezemată jos şi ancorată sus,
c. Palplanşa încastrată jos şi ancorată sus.

11.5.2.2.1. Palplanşa încastrată jos şi liberă sus

Considerând o palplanşă fără rezemare (ancoraj) pe înălţimea săpăturii (≤ 4 – 5m), schema de dezvoltare a presiunilor/reacţiunilor pământului pe înălţimea palplanşei este dată în Fig. 11.34.



a. b. c.

Fig. 11.34. Palplanşă încastrată jos şi liberă sus

Însumând diagramele presiunilor active şi pasive pe înălţimea palplanşei se obţine diagrama de presiuni rezultantă, Fig. 11.34.a. Plecând de la această diagramă rezultată, Blumm a introdus o diagramă echivalentă de calcul, Fig. 11.34.b.

Scriind momentele solicitărilor care acţionează asupra palplanşei faţă de punctul D avem:

$$\sum M_O = 0 : x^3 - 6\frac{P_a}{\gamma(k_{ph} - k_{ah})} \cdot x - 6\frac{P_a}{\gamma(k'_{ph} - k'_{ah})} \cdot h_0 = 0 \quad (11.36)$$

Rezolvarea ecuaţiei de gradul trei (11.36) poate fi făcută prin încercări sau folosind nomograma din Fig. 11.61. în care:

$$m = 6\frac{P_a}{\gamma'(k'_{ph} - k'_{ah})}$$

$$n = \frac{P_a}{\gamma'(k'_{ph} - k'_{ah})} \cdot h_0 \quad (11.37)$$

Valoarea momentului maxim se determină cu relaţia:

$$M_{\max} = M_0 + 0.385 P_a \sqrt{m} \tag{11.38}$$

în care:

$$M_0 = P_{ah} \cdot (h_0 + U);\ U = \frac{P_{ah}}{\gamma'(k'_{ph} - k'_{ah})} \tag{11.39}$$

Valoarea adâncimii de încastrare totală se determină cu relaţia:

$$t = (1.2 - 1.25)x + U \tag{11.40}$$

Pentru cazul pământurilor necoezive omogene putem verifica uşor valoarea adâncimii de batere x cu relaţia:

$$x = f_0 H \tag{11.41}$$

în care: $f_0 = \dfrac{1}{\sqrt[3]{k_a{}^2} - 1}$ (11.42)

iar valoarea forţei tăietoare este:

$$T = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \left[k_a f_0{}^2 - k_p (f_0 + 1)^2\right] \tag{11.43}$$

11.5.2.2.2. Palplanşa sprijinită jos şi ancorată sus

Folosind schema din Fig. 11.35. se scriu ecuaţiile de echilibru:

$$\sum H = 0 : P_{ah,d} - P_{ph,d} - P_{ah} = 0 \rightarrow \tag{11.44}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2}\gamma (h + t_0)^2 k_{ah} - \frac{1}{2}\gamma \cdot t_0{}^2 \cdot k_{ph} - P_{ah} = 0 \tag{11.45}$$

$$\sum M_A = 0 : P_{ah}\left[\frac{2}{3}(h + t_0) - h_A\right] - P_{ph}(h - h_A + \frac{2}{3}t_0) = 0 \tag{11.46}$$

care, după explicitarea expresiilor lui P_{ah} şi P_{ph} devine o ecuaţie de gradul 3 în t_0, rezolvabilă prin încercări. După determinarea lui t_0 din ecuaţia (11.46) se determină valoarea lui T_A.

În această situaţie se impune şi verificarea $\sum V = 0$

$$P_{ah}{}' \cdot tgm\delta_a + P_{ah} \cdot tg\beta = P_{ph}{}' tg\delta_p \tag{11.47}$$

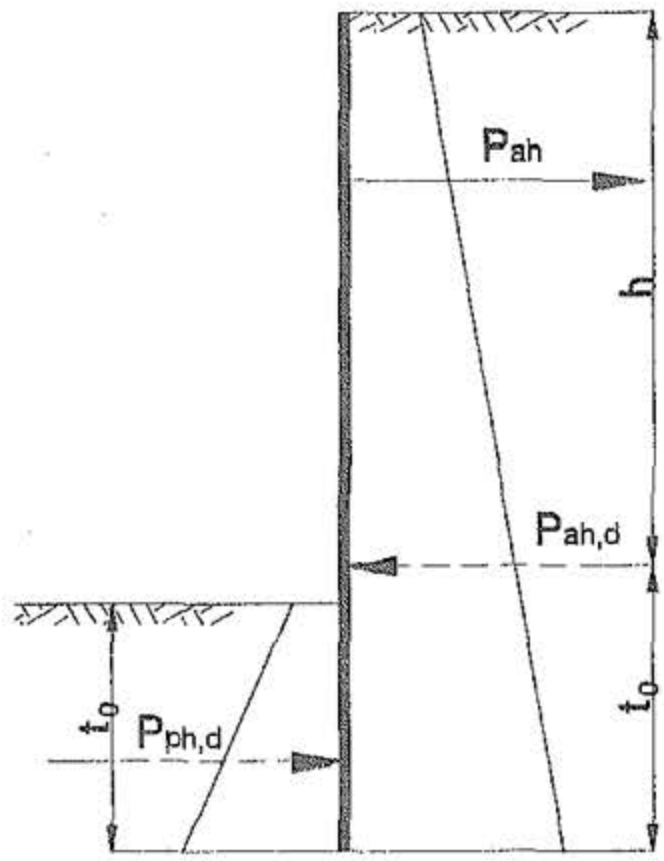


Fig. 11.35. Schema de calcul a palplanşei ancorate

Acoperirea necesară asigurării stabilităţii palplanşei se poate realiza în două moduri:

– adoptând pentru fişa palplanşei valoarea $t = F_s \cdot t_0$ $(F_s = 1.5)$,

– adoptând în calcul o valoare redusă pentru rezistenţa pasivă: $\bar{k}_p = \frac{1}{2} k_p$.

Varianta de calcul este adecvată situaţiilor în care palplanşa se introduce în pământuri argiloase în stare plastică şi în pământuri nisipoase afânate.

11.5.2.2.3. Palplanşa sprijinită sus şi încastrată jos

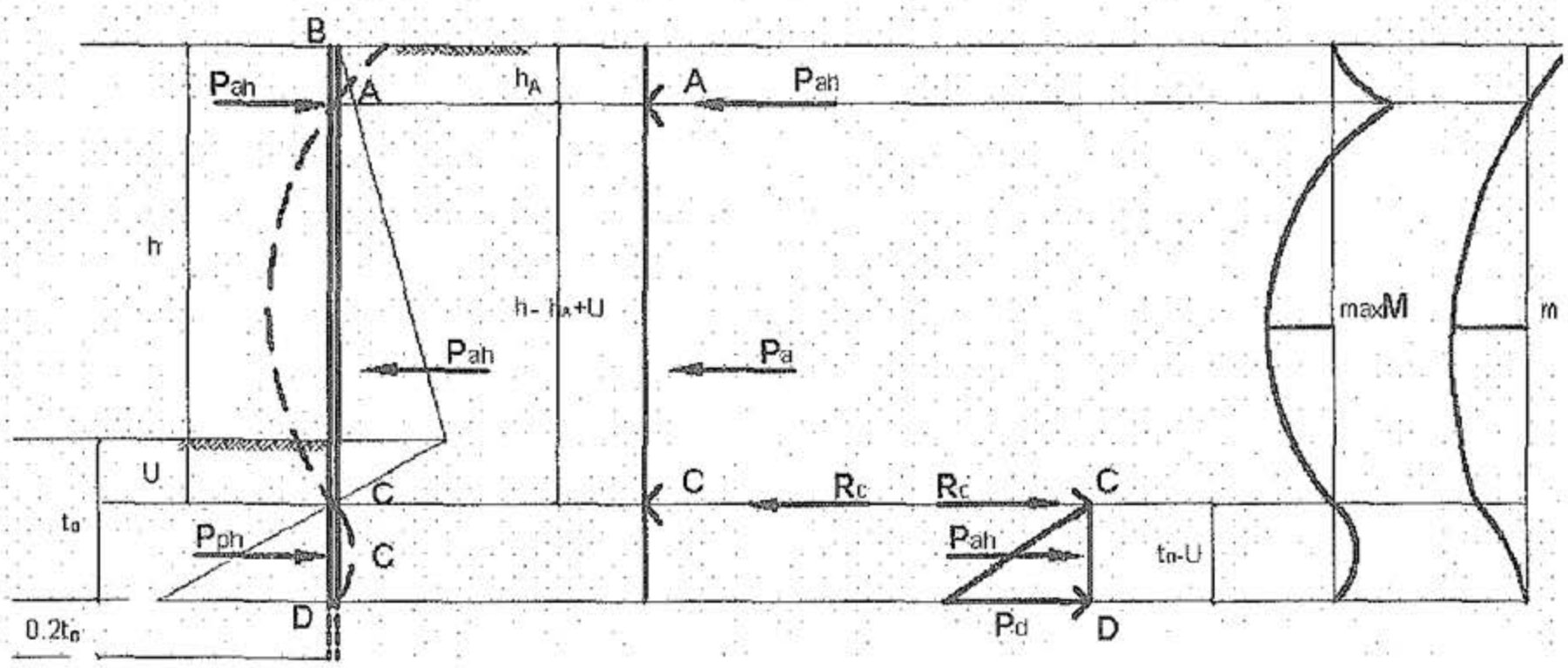


Fig. 11.36. Palplanşă sprijinită sus şi încastrată jos

Pentru calcul se foloseşte metoda grinzii înlocuitoare: se presupune palplanşa separată pe două porţiuni, având drept punct comun punctul de inflexiune C, în care se consideră că există o articulaţie, momentul

încovoietor fiind nul. Porţiunea superioară C se consideră simplu rezemată în A şi în punctual de articulaţie C, Fig. 11.36.

Pentru grinda BC reacţiunea R_c se determină scriind momentul în raport cu punctual A.

$$R_c(h-h_A+U)-P_a\left[\frac{2}{3}(h+U)-h_A\right]+P_p(h-h_A+\frac{2}{3}U)=0 \quad (11.48)$$

în care:

$$P_a=\frac{1}{2}\gamma(h+U)^2k_a \quad (11.49)$$

$$P_p=\frac{1}{2}\gamma\cdot U^2\cdot k_p$$

Pentru rezolvarea sistemului (11.48) este necesară cunoaşterea valorii lui "U". Într-o primă aproximaţie se consideră U=0.9h.

Cunoscând pe R_c din ecuaţia (11.48) forţa din ancoraj P_{ah} se determină scriind momentul în raport cu punctul C.

$$P_{ah}(h-h_A+U)-P_a\frac{1}{2}(h+U)+P_p\cdot\frac{1}{3}U=0 \quad (11.50)$$

Considerând porţiunea CD valoarea presiunii în punctul C este :

$$P_C=\gamma U\cdot k_p-\gamma(h+U)k_a \quad (11.51)$$

iar în punctul D:

$$P_D=\gamma\cdot t_0\cdot k_p-\gamma(h+t_0)k_a \quad (11.52)$$

Cunoscând valoarea reacţiunii R_c şi a diagramei de presiuni rezultată pe porţiunea CD, valoarea (t_0-u) se determină anulând momentul faţă de punctul D.

O serie de experienţe au arătat că adâncimea U a punctului de inflexiune C depinde de unghiul de frecare internă al pământului, conform, Fig. 11.37.

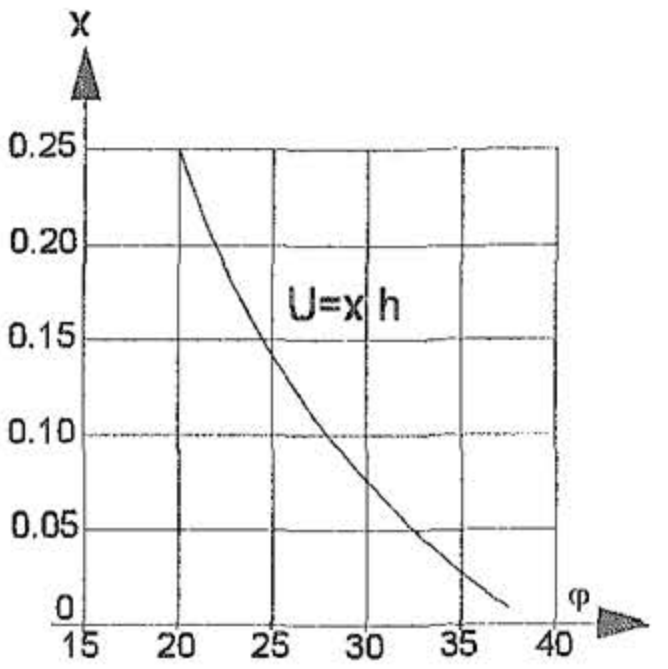


Fig. 11.37. Valoarea adâncimii U

Adâncimea de încastrare totală a profilului se determină cu relaţia :

$$t_c = (1.2-1.4)t_0 \qquad (11.53)$$

Metoda grinzii echivalente se adoptă de obicei în cazul pământurilor nisipoase cu îndesare medie sau îndesate.

Valoarea reacţiunii P_{ah} se determină anulând momentul scris pentru grinda AC faţă de punctul B.

Se recomandă impunerea condiţiei $c/0.2t_0 \le p_{adm}$

în care: p_{adm} – este capacitatea portantă la sarcini orizontale a terenului de sub talpa palplanşei.

În cazul folosirii unei soluții de ancorare cu placă de ancorare, Fig. 11.38, distanţa orizontală între palplanşă şi placa de ancorare se determină cu relaţia:

$$L_a > \frac{h+t}{tg(45-\varphi/2)} + \frac{Z_A}{tg(45-\varphi/2)} \qquad (11.54)$$

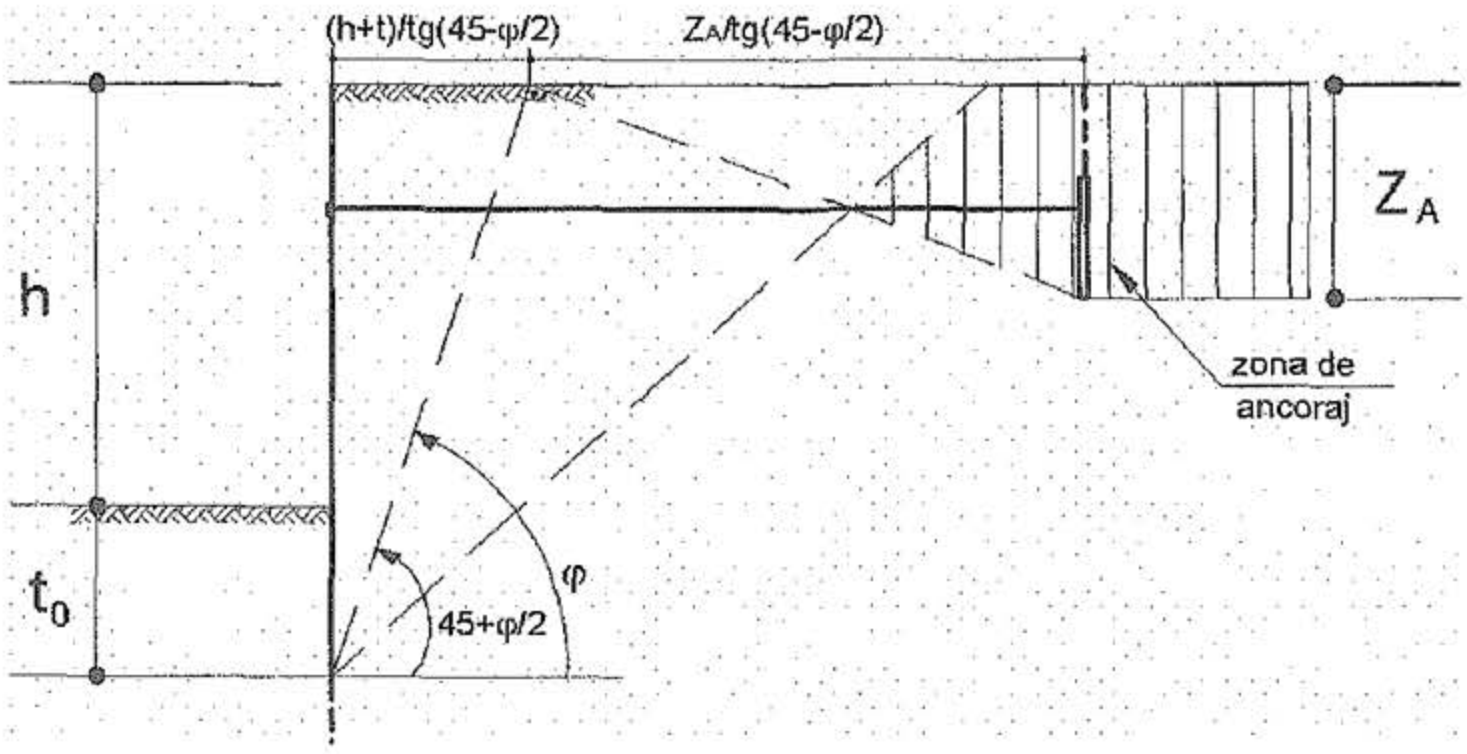


Fig. 11.38. Stabilirea lungimii la care se dispune placa de ancoraj

Pentru calculul plăcii se determină condiţia de echilibru, Fig. 11.39.

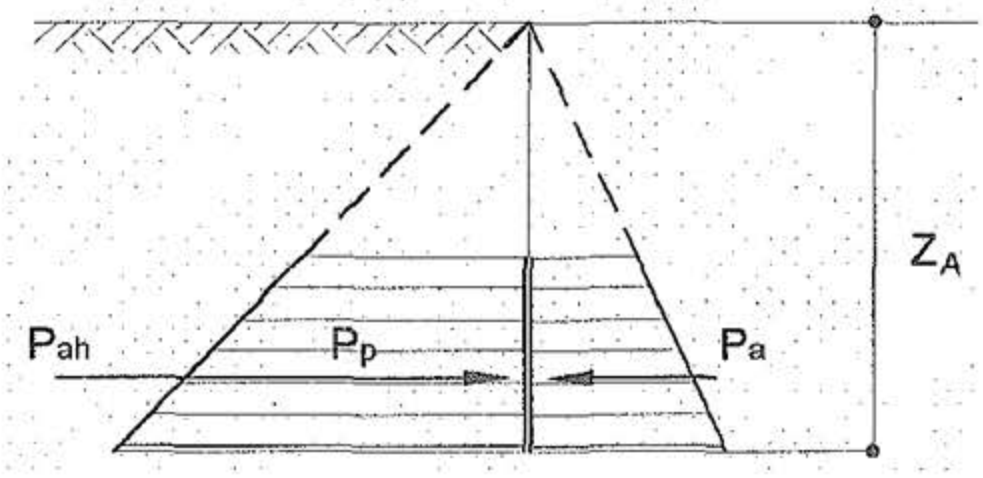


Fig. 11.39. Dimensionarea plăcii de ancoraj

$$P_{ah} \le P_p - P_a \qquad (11.55)$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma \cdot \bar{k}_p \cdot (Z_A{}^2 - Z_{A'}{}^2)$$

în care : (11.56)

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot k_a \cdot (Z_A{}^2 - Z_{A'}{}^2)$$

Pentru asigurarea stabilităţii se recomandă adoptarea unei valori reduse a rezistenţei pasive, cu coeficientul împingerii pasive:

$$\overline{K}_p = \frac{1}{2}k_p \qquad (11.57)$$

Atunci când plăcile de ancoraj sunt de lăţime b_p şi se aşază la distanţa d_A între axe, relaţia (11.55) devine:

$$P_{ah} \cdot d_A \le \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (Z_A{}^2 - Z_{A'}{}^2) \cdot (\bar{k}_p - k_a) b_A \qquad (11.58)$$

Ansamblul perete – ancoraj – masiv de pământ susţinut impune o verificare generală (metoda Kranz), Fig. 11.40.a.

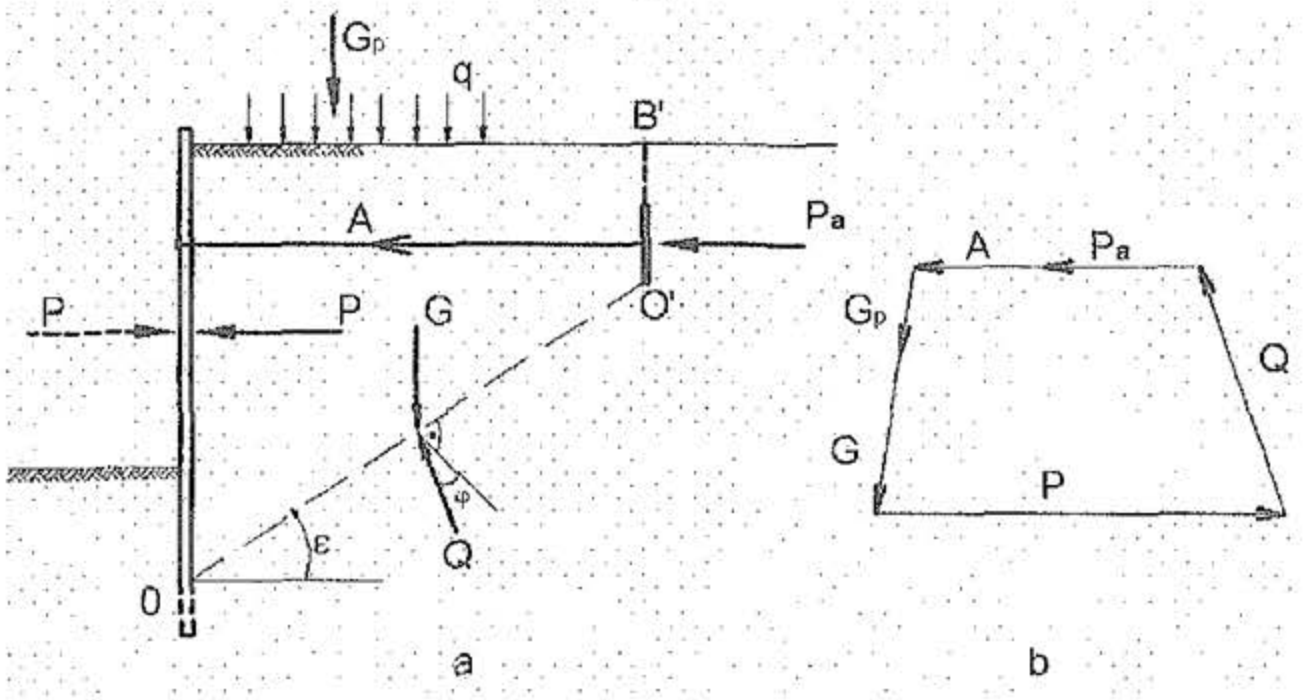


Fig. 11.40. Verificarea la stabilitate generală

Metoda consideră verificarea ansamblului în lungul peretelui OO'. Pe baza verificării condiţiei de echilibru, Fig.11.40.b., se va determina valoarea forţei din ancoraj A disponibilă. Aceasta este superioară valorii forţei P_{ah} determinată din calculul ancorajului, relaţia (11.55). Se consideră P_{ah} = 1.5A. Pentru existenţa unui strat coeziv se va adăuga la poligonul forţelor o nouă componentă $F = c \cdot l_c$ paralelă cu planul OO' pe lungimea stratului coeziv (l_c).

11.6. Sprijiniri cu pereţi îngropaţi

După criteriul alcătuirii constructive, pereţii îngropaţi se clasifică în:

- pereţi din panouri,
- pereţi din piloţi foraţi.

11.6.1. Pereţi îngropaţi din panouri

11.6.1.1. Pereţi mulaţi

Pereţii mulaţi sunt realizaţi prin turnarea în teren a betonului după ce în prealabil a fost realizată prin forare, sub protecţia noroiului bentonitic, o tranşee de dimensiunile stabilite prin proiectare, Fig. 11.41.

Pereţii mulaţi se folosesc pentru lungimi mari de pereţi îngropaţi, dar nu se recomandă atunci când terenul de bază este fisurat şi straturile de pământ sunt permeabile.

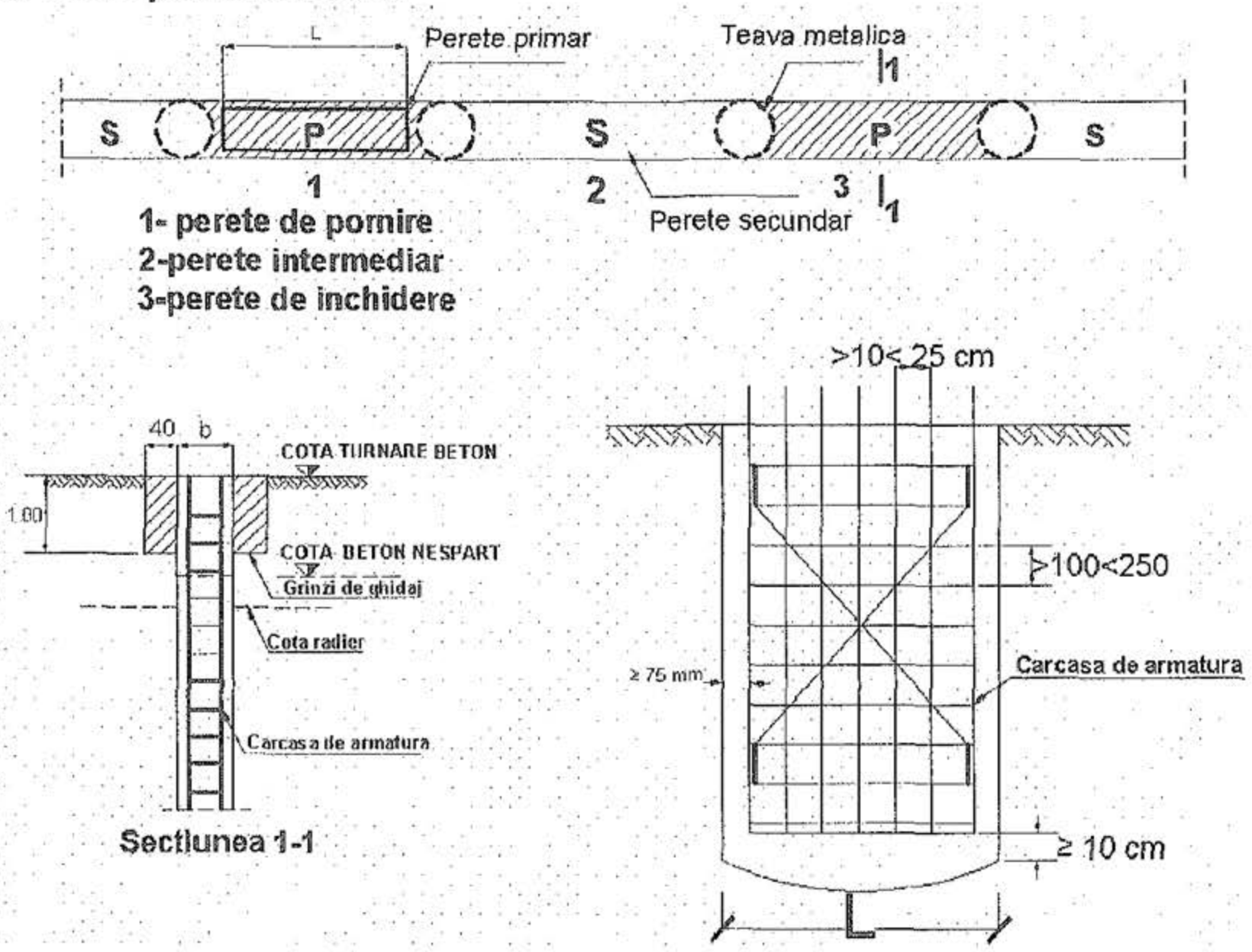


Fig. 11.41. Panouri din pereţi mulaţi

Se pot folosi pereţi mulaţi pentru înălţimi mai mici de 8,00m, fără sprijiniri şi peste 8,00 m numai cu sprijiniri. Pentru cazul în care nivelul apei subterane este ridicat, pereţii mulaţi sunt încastraţi în roca de bază, astfel încât orice infiltrare a apei spre incintă să fie împiedicată, Fig.11.42. Impermeabilizarea peretelui (hidroizolaţia verticală) se realizează prin vopsire cu materiale izolatoare pe bază de ciment

Executarea pereţilor mulaţi se face pe tronsoane primare P şi secundare S, cu lungimi de 2-2,5 m. Săpătura se execută sub protecţia noroiului bentonitic, a cărui rol este de a sprijini pereţii săpăturii. Pe măsură ce se toarnă betonul, noroiul bentonitic va refula afară, fiind condus spre un rezervor unde se va separa de pământ şi se va reintroduce în tronsonul următor.

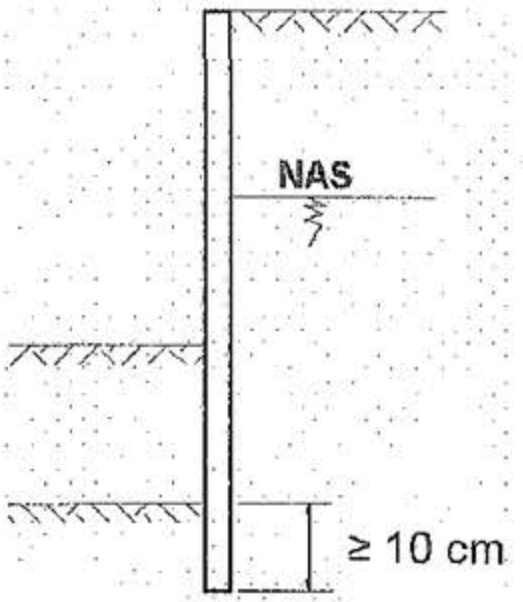


Fig. 11.42. Împiedicarea intervenţiei apei spre incintă

Grosimea peretelui *b* este funcţie de adâncimea săpăturii: 40, 60 sau maxim 80 cm. După executarea săpăturii se introduce carcasa de armătură. Partea superioară a betonului turnat, pe înălţimi de 60 cm, se va îndepărta astfel încât radierul să fie încastrat în centura care unește la partea superioară toţi pereţii.

În Fig. 11.43. sunt arătate etapele de execuţie ale unui perete mulat, alcătuit din panouri primare şi secundare:

I. excavarea panourilor primare şi plasarea la extremităţile acestora a tuburilor de rost,

II. lansarea carcasei de armătură în panourile primare,

III. betonarea panourilor primare,

IV. extragerea tuburilor de rost,

V. săparea panourilor secundare,

VI. lansarea carcasei de armătura în panourile secundare,

VII. betonarea panourilor secundare.

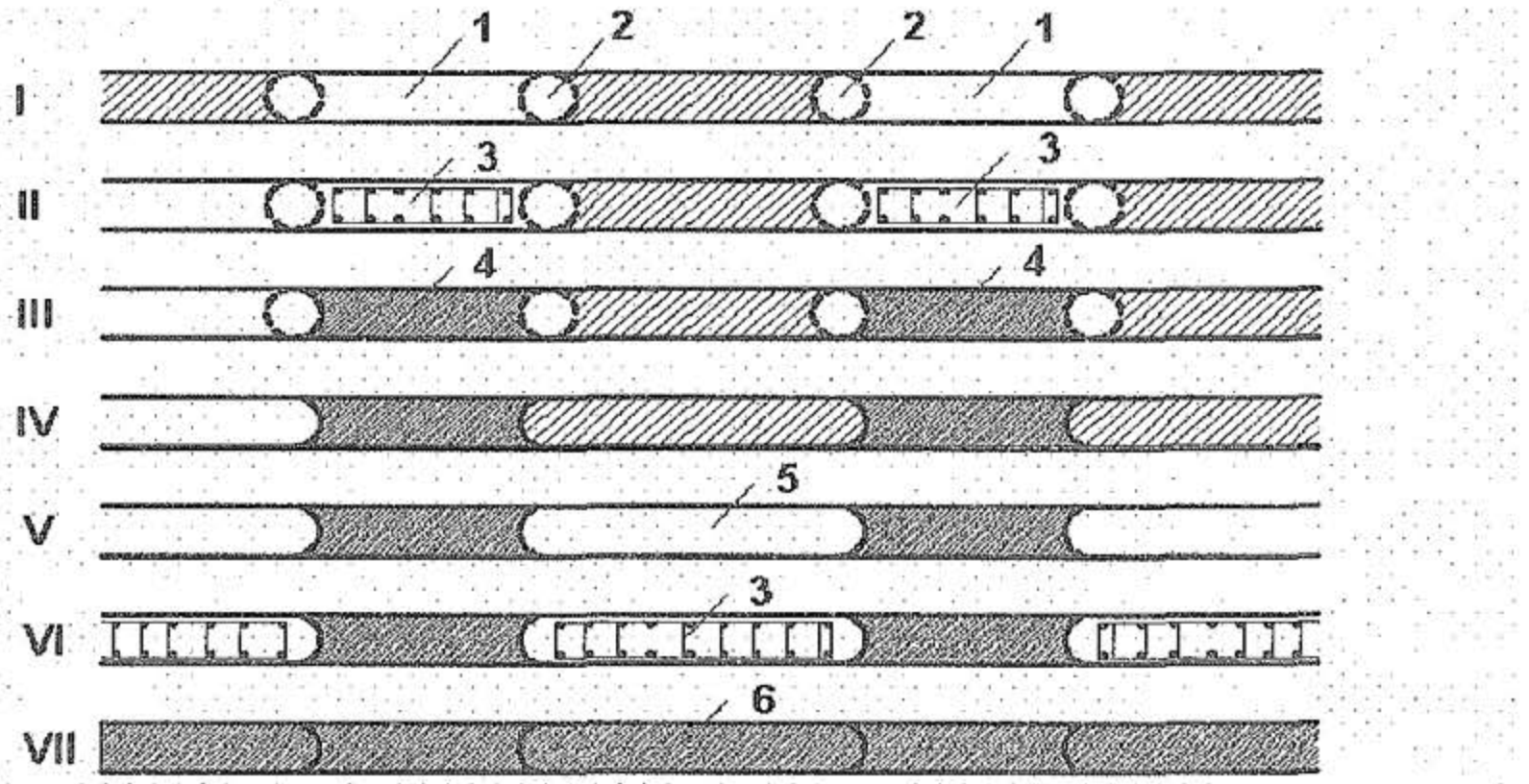


Fig. 11.43. Etapele de execuţie ale unui perete mulat alcătuit din panouri de pereți mulați

Clasa minimă a betonului este C20/25. Tipul şi marca cimentului se stabilesc funcţie de clasa betonului şi agresivitatea mediului. Dozajul minim de ciment este de 350 kg/m^3 .

Carcasa de armătură se compune din, Fig.11.44.:

(1) bare verticale dispuse de regulă pe unul sau două rânduri pe fiecare latură a panoului; vor avea diametrul minim de 12mm şi se vor dispune minim 3 bare/ml,

(2) bare orizontale, sub formă de etrieri, spirală sau aria sub formă convenabilă,

(3) bare pentru suspendarea şi ridicarea carcasei.

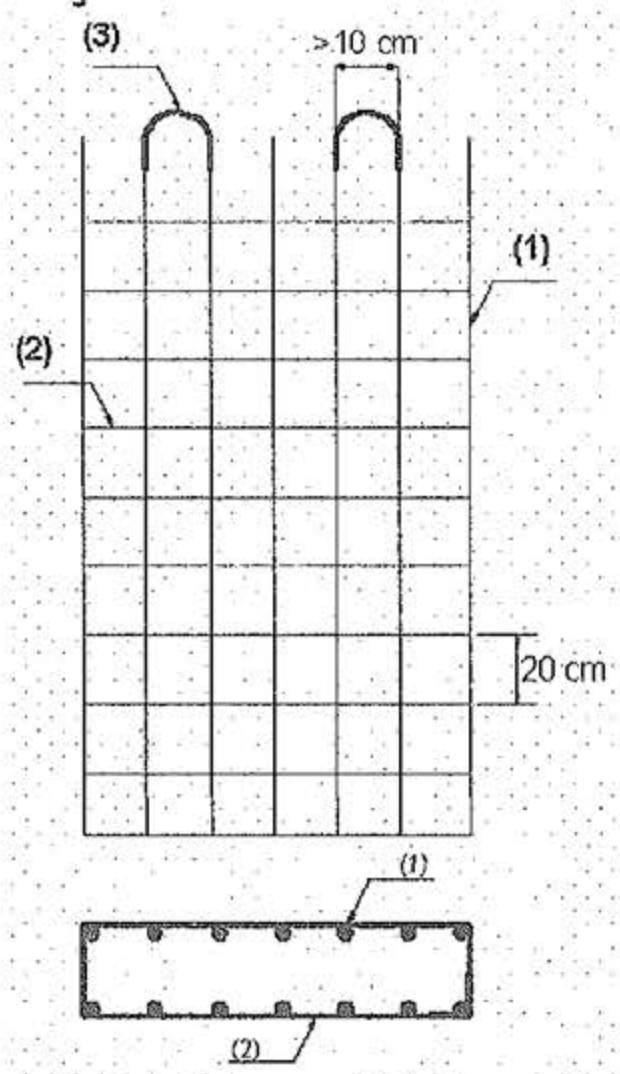


Fig. 11.44. Carcasă armătură panou perete mulat

Turnarea betonului se va face respectând următoarele condiţii:

– betonarea unui tronson nu trebuie să depăşească 6-7 ore,

– viteza de ascensiune în casetă 1-3 m/oră,

– turnarea se va face cu pâlnia, continuu,

– betonul în pereţi nu se vibrează, compactarea betonului se realizează prin coborârea şi ridicarea pâlniei.

Alte indicaţii privind executarea pereţilor din pereţi mulaţi se dau în normativul NP 124-10.

11.6.1.2. Pereţi îngropaţi din piloţi foraţi

Pereţii realizaţi din piloţi se recomandă atunci când stabilitatea tranşeelor pentru panouri nu este asigurată (în vecinătatea peretelui se găsesc fundaţiile unei construcţii cu încărcări mari) sau dacă în cuprinsul

stratificaţiei se întâlnesc mâluri sau nisipuri antrenate de curentul de apă. Pereţii din piloţi foraţi se execută în una din tipurile de metode, Fig. 11.45.

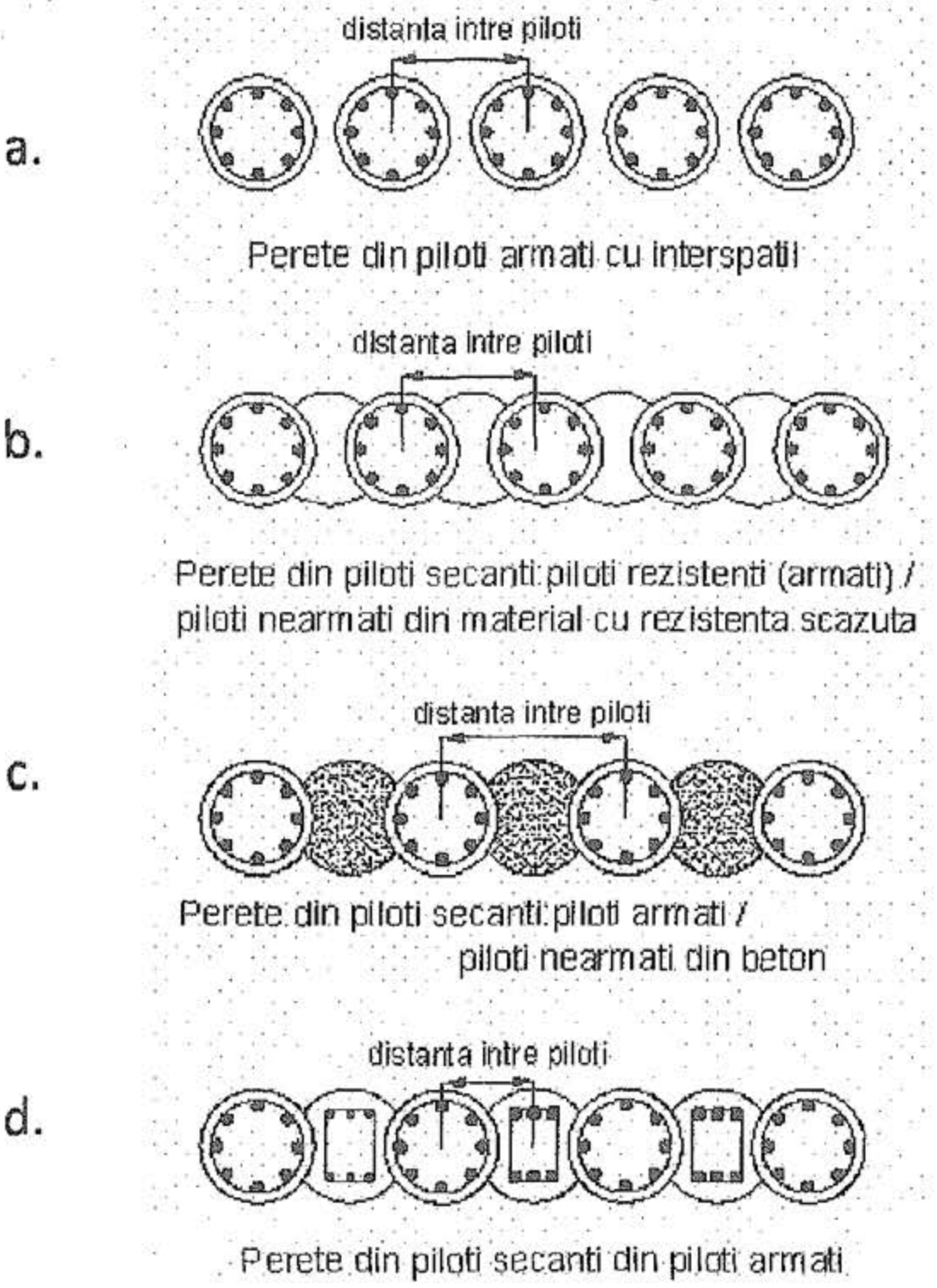


Fig. 11.45. Pereţi din piloţi foraţi

Pereţii din piloţi secanţi se folosesc atunci când nivelul apei subterane este ridicat, când sunt străbătute straturi de pământ moi, dar datorită productivităţii mici se recomandă atunci când lungimile de perete necesare sunt mici. Pereţii din piloţi secanţi se realizează din două tipuri de piloţi, primari şi secundari, care se intersectează, Fig. 11.45.b.

Tabelul 11.7. Pereţi din piloţi armaţi amplasaţi cu interdistanţe – diametre şi distanţe uzuale (NP 124)

Diametru [mm]	Distanţa interax [mm]	Diametru [mm]	Distanţa interax [mm]	Diametru [mm]	Distanţa interax [mm]
300	400	900	1000	1800	1900
450	550	1050	1150	2100	2200
600	700	1200	1300	2400	2500
750	850	1500	1600		

Elementele de rezistenţă sunt piloţi de beton armat, ceilalţi având rol de impermeabilizare a peretelui. În general, piloţii nearmaţi (primari) pot fi realizaţi din material cu slabe rezistenţe, care asigură minim condiţia de etanşare (rezistenţe la compresiune între 1-2 N/mm^2 – beton armat + bentonită) sau din beton simplu care are o rezistenţă mai ridicată (f_{ck} < 10-20 N/mm^2). Distanţele şi interdistanţele uzuale între piloţi se dau in Tabelul 11.7.

Tabelul 11.8. Pereţi din piloţi secanţi de tip "piloţi de beton armat alternaţi cu piloţi nearmaţi din material cu rezistenţă scăzută (noroi bentonitic autoîntăritor)" – diametre şi distanţe uzuale (NP 124)

Diametru[mm]		Interax** [mm]	Diametru [mm]		Interax** [mm]
secundar*	primar		secundar*	primar	
450	450	600	900	600	1100
600	600	800	1200	600	1400
750	750	1000	1200	750	1450

* piloţi armaţi

** distanţa (lumina) dintre piloţii armaţi nu trebuie să depăşească 40 % din diametrul piloţilor din noroi autoîntăritor

Tabelul 11.9. Pereţi din piloţi secanţi de tip "piloţi din beton armat alternaţi cu piloţii din beton simplu" – diametre şi distanţe uzuale (NP 124)

Diametru [mm]		Interax [mm]
secundar *	primar	
600	600	900
750	750	1150

* piloţi armaţi

Tabelul 11.10. Pereţi din piloţi armaţi secanţi – diametre şi distanţe uzuale (NP 124)

Diametru [mm]		Interax [mm]
secundar *	primar *	
750	750	650
880	880	760
1180	1180	1025

* piloţi armaţi

Pereţii din piloţi cu echidistanţe nu sunt indicaţi în cazul unor excavaţii sub nivelul apei. La pereţii din piloţi secanţi executaţi sub nivelul apei *nu se recomandă ca piloţii primari* (nearmaţi) să fie executaţi din material cu rezistenţă scăzută (noroi bentonitic autoîntăritor) din cauza construcţiei şi fisurării materialului. Pe feţele pilotului se recomandă aplicarea unor elemente structurale (diafragme 100 mm) care să asigure o ranforsare a piloţilor nearmaţi.

În cazul piloţilor armaţi, armarea se face cu carcase de armătură formate din bare longitudinale (1), freta (2), inele de rigidizare (3) şi distanţieri (4), respectând prevederile NP 123 - 2010. Carcasele de armătură pot avea secţiunea constantă sau variabilă în lungul pilotului, după cum rezultă în urma calculelor de rezistenţă, Fig. 11.46, dar dispuse pe toată lungimea pilotului.

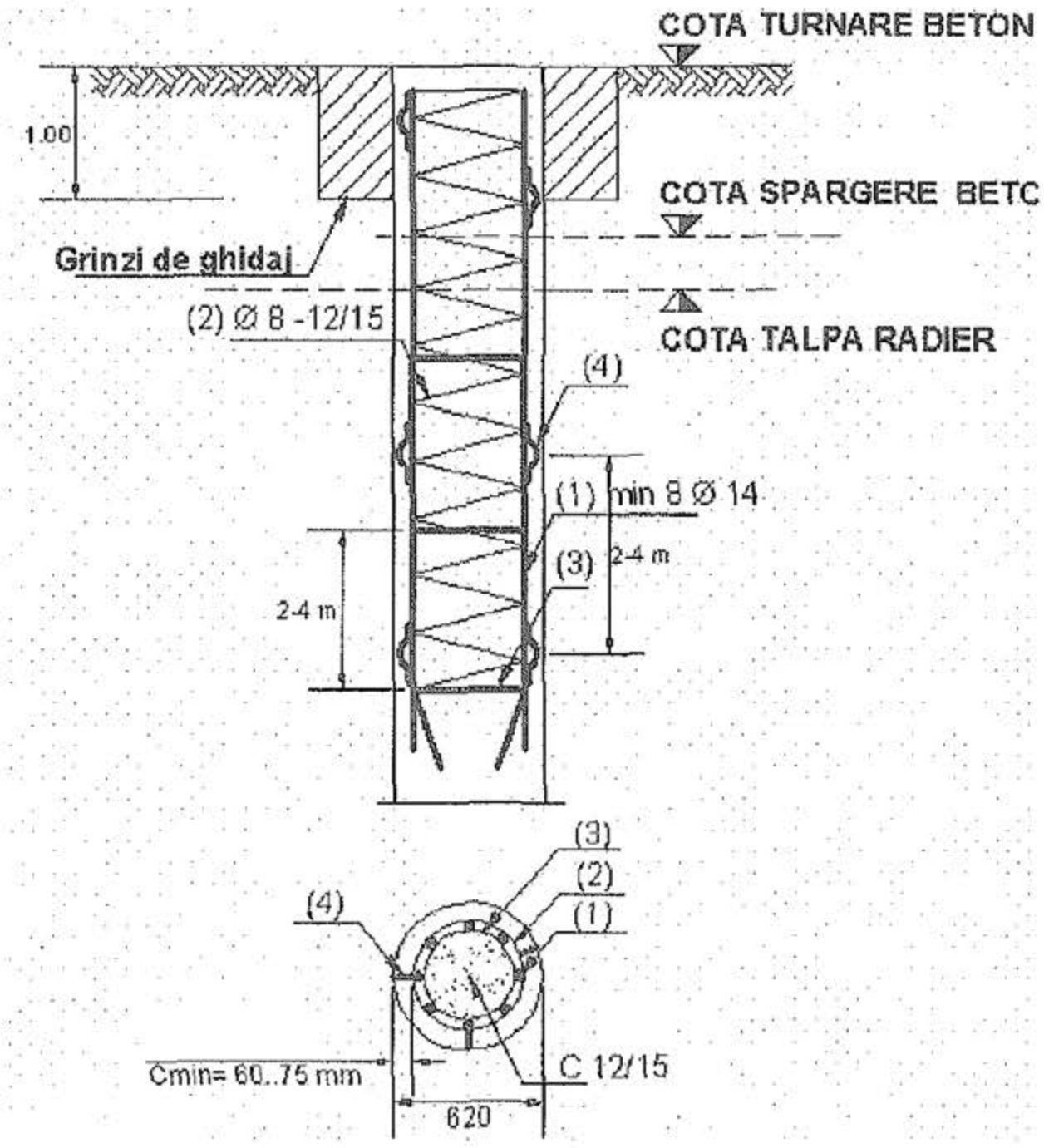


Fig. 11.46. Carcasă armătură pilot forat

Tehnologia de execuţie a pereţilor de sprijin se detaliază în normativul NP 124-10.

Pentru verificarea calităţii lucrărilor se vor face încercări:

– încercarea statică,

– carotajul mecanic,

– încercări nedistructive (care includ carotajele sonice, metoda impedanţei mecanice).

La piloţii executaţi la faţa locului sunt necesare verificarea calităţii betonului pus în operă şi a continuităţii corpului pilotului. Indicaţii asupra modului de folosire a acestor metode se dau în normativul C 200/81, STAS 6652/82, Ghid practic GE 029/1997 şi SR EN 1536/1999.

Pentru verificarea deplasărilor orizontale ale peretelui se recomandă de asemenea montarea unor sisteme de inclinometrie.

11.7. Asigurarea stabilităţii pereţilor în faza de excavaţie a pământului din interiorul incintei

Pentru asigurarea stabilității pereţilor se pot adopta diverse soluţii de sprijin a gropii săpăturii. Ele se adoptă, în special, pentru adâncimi ale excavaţiei mai mari de 4-5 m la care momentele încovoietoare pot avea valori foarte mari. Ca soluţii de sprijinire pot fi:

a. **Soluţia cu şpraiţuri.** Sunt în general elemente metalice (H sau tuburi) având rol de a prelua eforturile din împingerea pământului. Datorită suprapunerii solicitărilor în zonele de colț se impune o rigidizare a acestora prin șpraițuri diagonale. Dacă lungimea deschiderii este mare, pentru reducerea lungimii de flambaj a șpraițurilor se impune intercalarea unor reazeme verticale, Fig. 11.47.

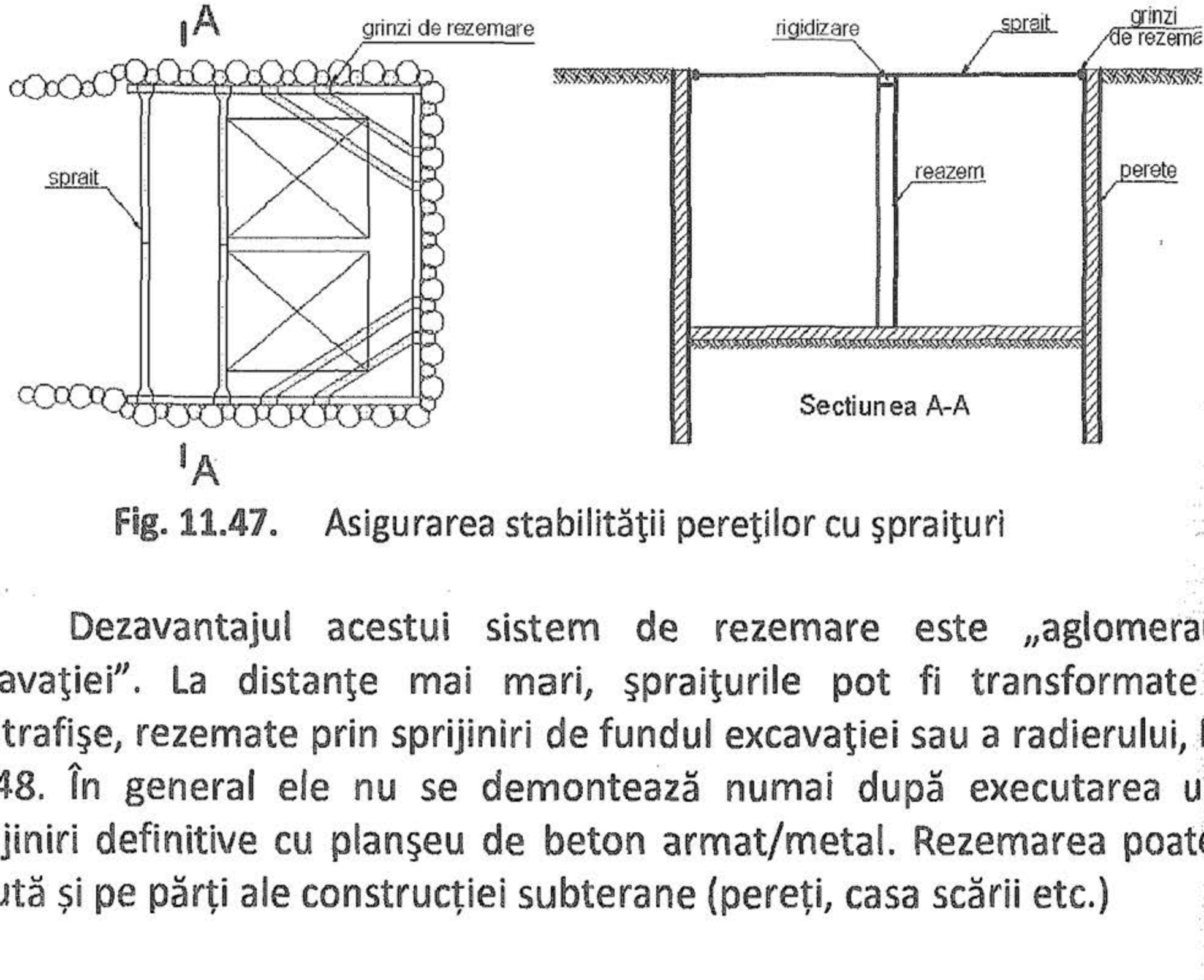


Fig. 11.47. Asigurarea stabilităţii pereţilor cu şpraiţuri

Dezavantajul acestui sistem de rezemare este „aglomerarea excavaţiei". La distanţe mai mari, şpraiţurile pot fi transformate în contrafişe, rezemate prin sprijiniri de fundul excavaţiei sau a radierului, Fig. 11.48. În general ele nu se demontează numai după executarea unei sprijiniri definitive cu planşeu de beton armat/metal. Rezemarea poate fi făcută și pe părți ale construcției subterane (pereți, casa scării etc.)

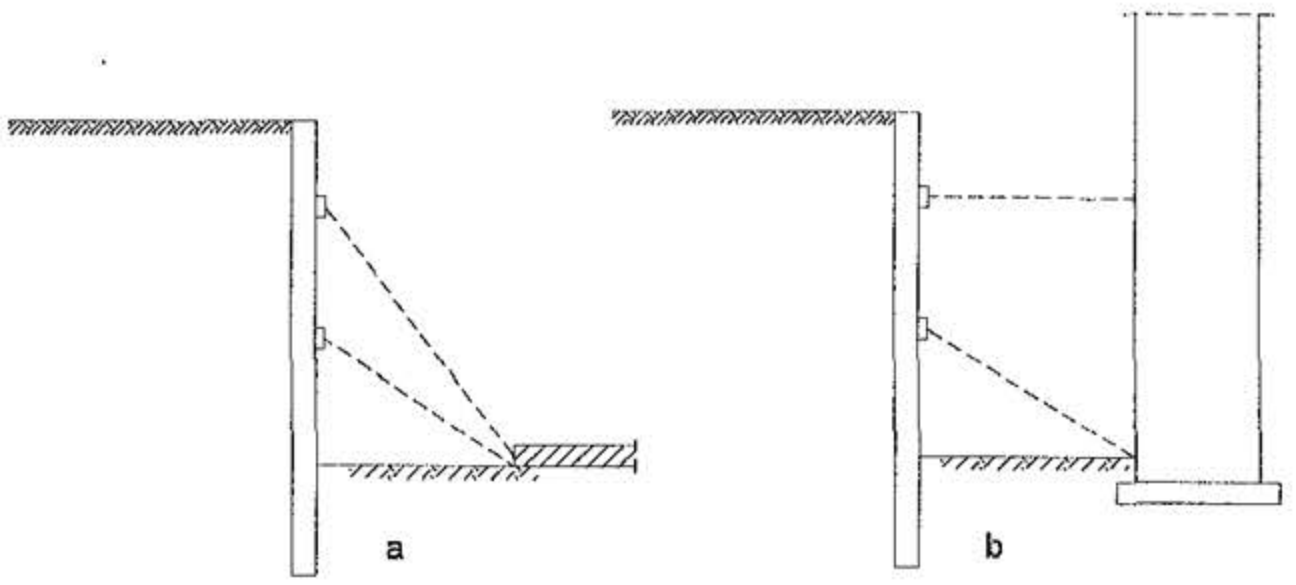


Fig. 11.48. Transformarea şpraiţurilor cu contrafişe

O variantă a acestei tehnici de rezemare a pereţilor îngropaţi este dată de asigurarea stabilităţii prin planşeele subsolurilor care se vor executa. În acest caz planşeele se toarnă de sus în jos, pe măsura excavării terenului. Procedeul cunoscut sub denumirea de "milanez" sau "de sus în jos" (top-down) permite executarea concomitent cu nivelurile subterane a unui număr de etaje supraterane, Fig. 11.49.

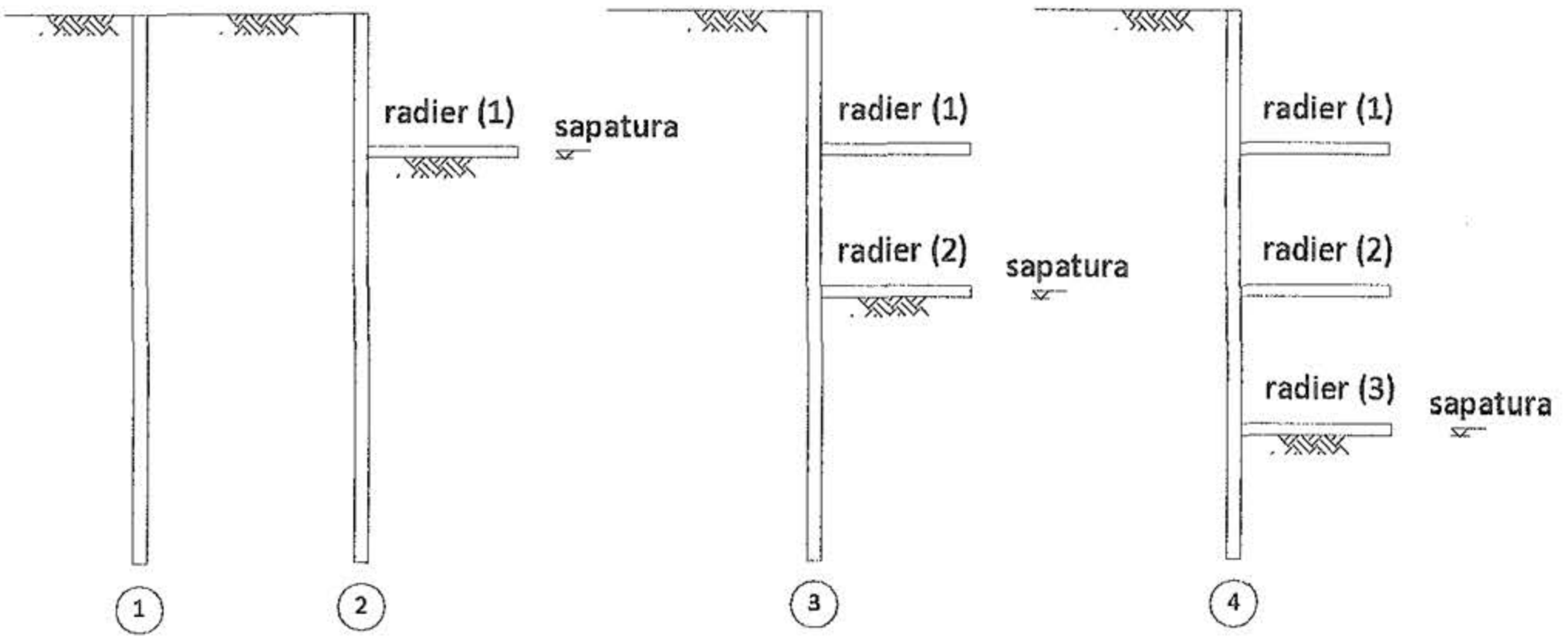


Fig. 11.49. Etapele de execuţie a structurilor subterane în procedeul „top - down"

b. **Soluţia cu ancoraje** are avantajul de a lăsa liberă incinta excavaţiei. Ancorajele nu sunt indicate în cazul unor terenuri slabe sau atunci când există construcţii învecinate care ar putea fi afectate de execuţia ancorajelor.

Sistemele de rezemare cu ancoraje pot fi realizate cu două soluţii:

– Cu tiranţi pasivi, care transmit solicitarea din reazem la o placă de ancoraj sau la un bloc de beton, Fig. 11.50.

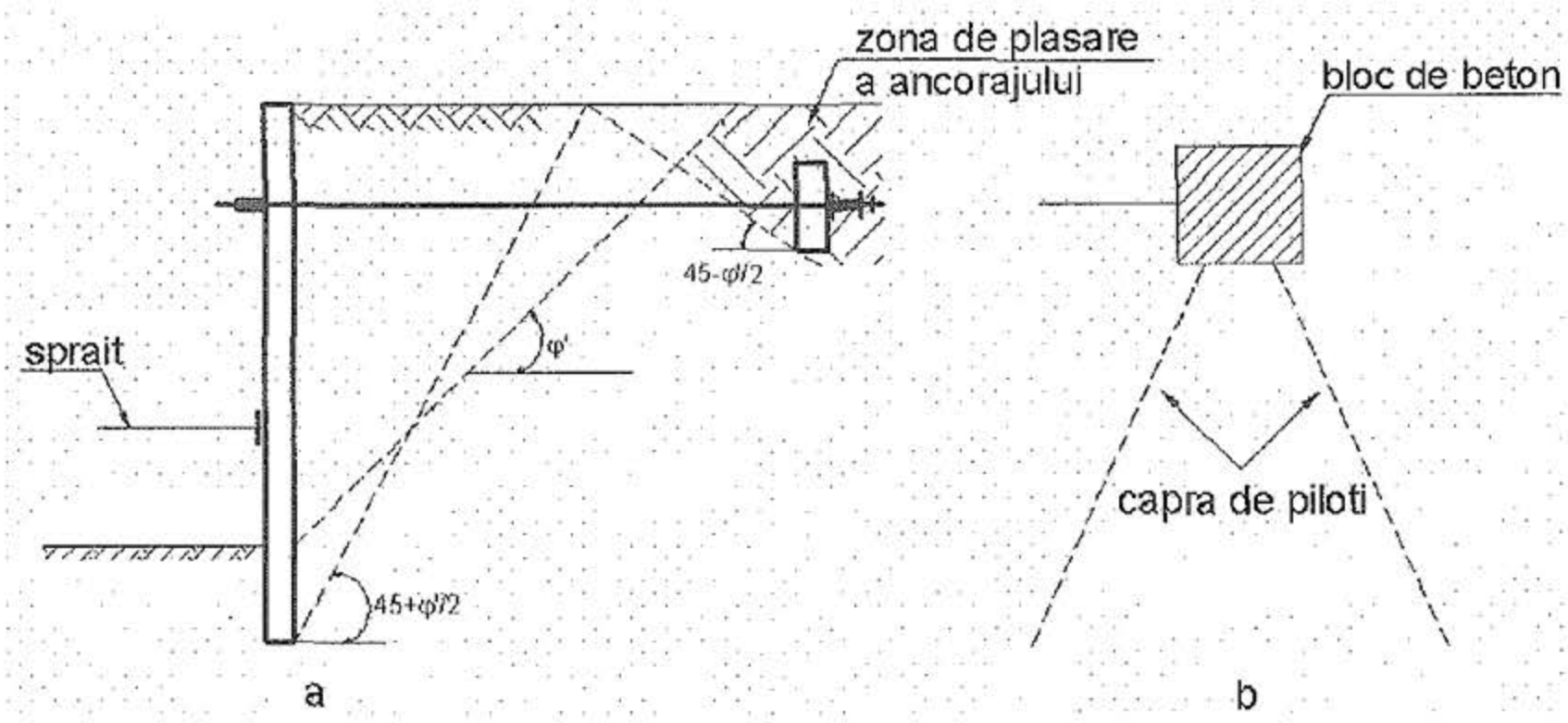


Fig. 11.50. Tirant pasiv acre transmite încărcarea unei plăci de ancoraj (a) sau unui bloc de beton (b)

– Cu tiranţi foraţi, injectaţi şi pretensionaţi, Fig.11.51, dispuşi pe unul sau mai multe niveluri. Sunt recomandate când nivelul apei este deasupra nivelului de ancore şi când terenul din spatele pereţilor este abrupt. În situaţia în care nivelul de ancore este apropiat de suprafaţa terenului varianta tiranţilor pasivi este mai economică.

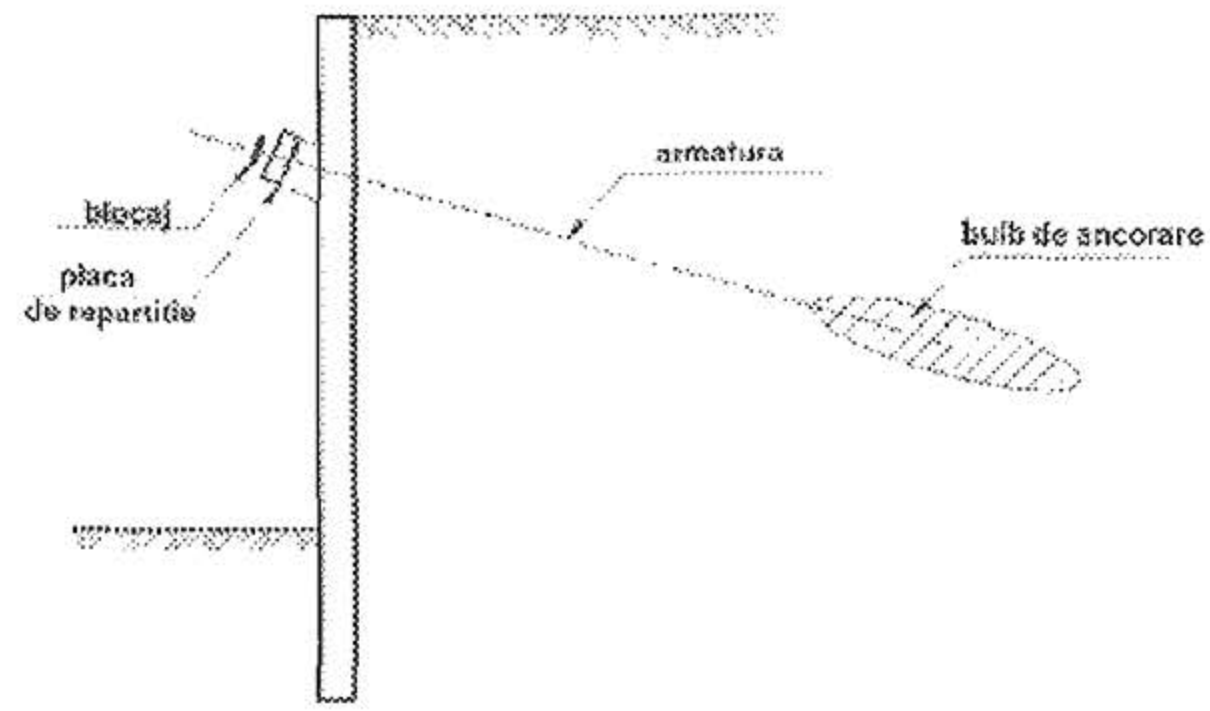


Fig. 11.51. Tirant forat injectat şi precomprimat

c. **Soluţia cu taluz de pământ,** Fig. 11.52. În această soluţie rezemarea laterală se face printr-o suprasarcină echivalentă q` a cărei valoare este $q`=\frac{G\times tg(45-\phi/2)}{d}$, în care G - este greutatea taluzului de pământ. Se pune condiţia: $q'\geq q$, în care: $q=\gamma\times H$.

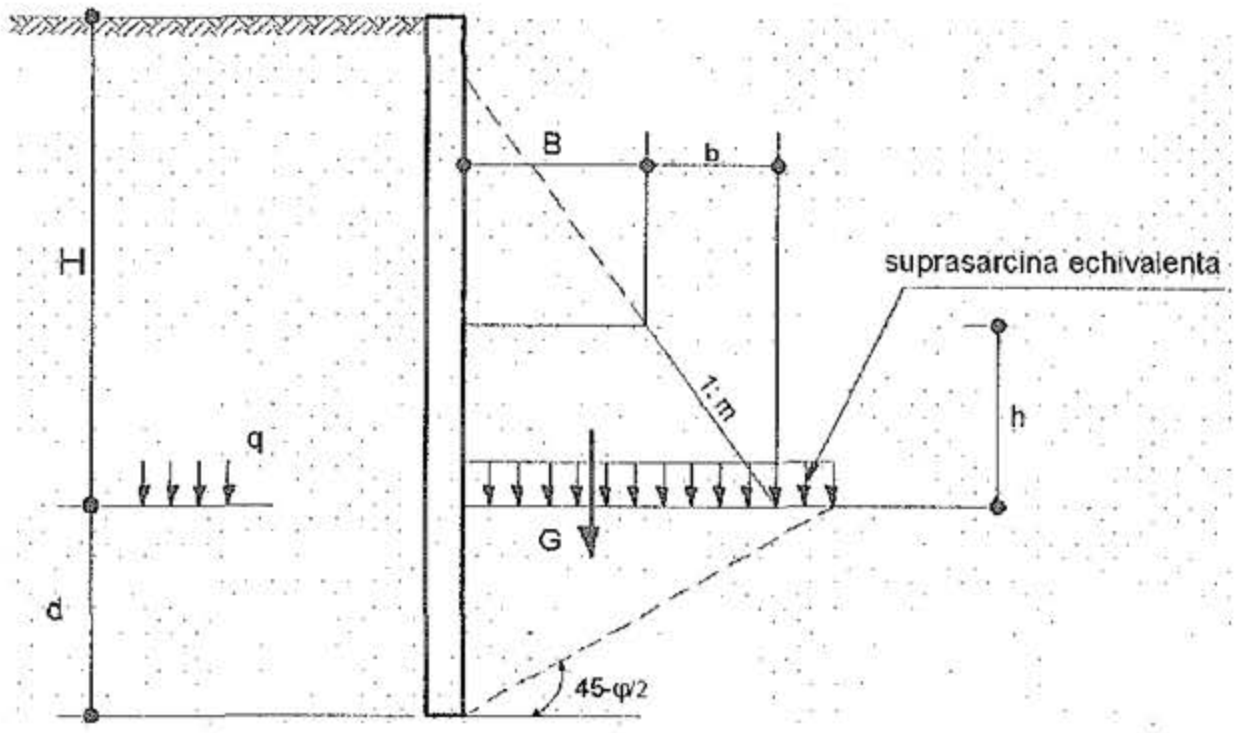


Fig. 11.52. Elementele geometrice al taluzului de pământ

Taluzurile de pământ pot fi utilizate pentru a ajuta stabilitatea unui perete de susţinere şi pentru reducerea deplasărilor acestuia. Ele pot fi utilizate şi în combinaţie cu rezemarea peretelui prin structura realizată în incinta excavaţiei, Fig. 11.53. Astfel la executarea săpăturii sub planşee, taluzul de pământ se va îndepărta ultimul.

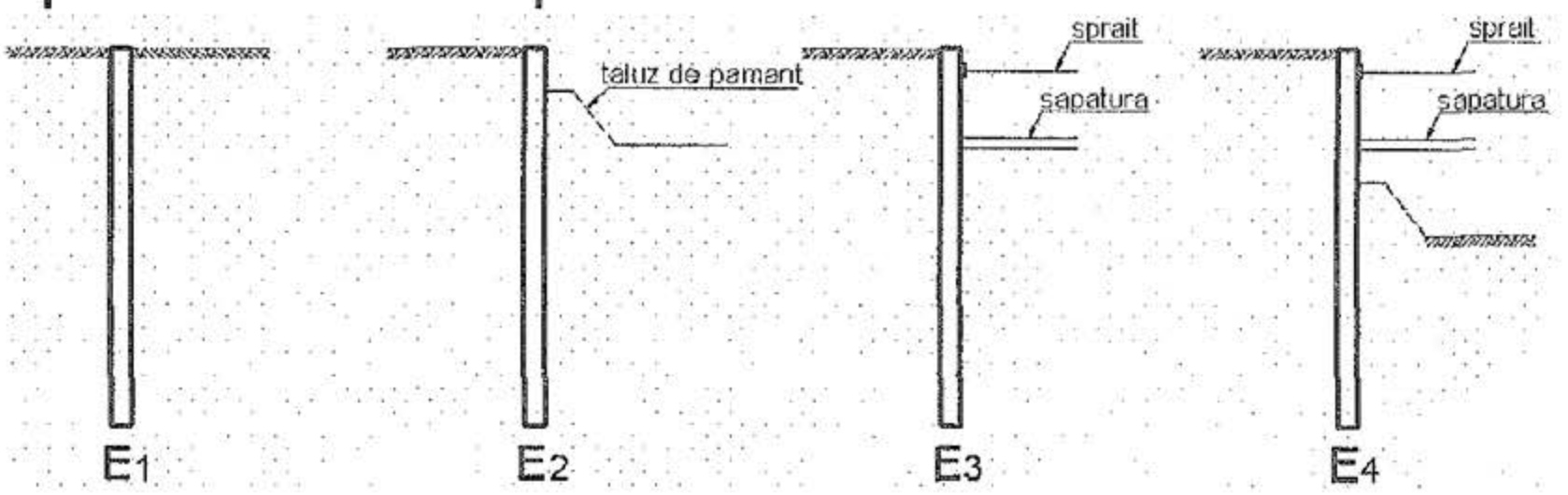


Fig. 11.53. Utilizarea taluzurilor din pământ în combinaţie cu contrafişe

11.8. Etapele de execuţie a unui perete îngropat

Etapele de execuţie a unui perete îngropat depind de tipul de perete. Aceştia pot fi realizaţi:

– Pereţi îngropați autoportanţi, Fig. 11.54. Stabilitatea unui perete îngropat autoportant pe parcursul lucrării de excavare este asigurată prin încastrarea acestuia în teren.

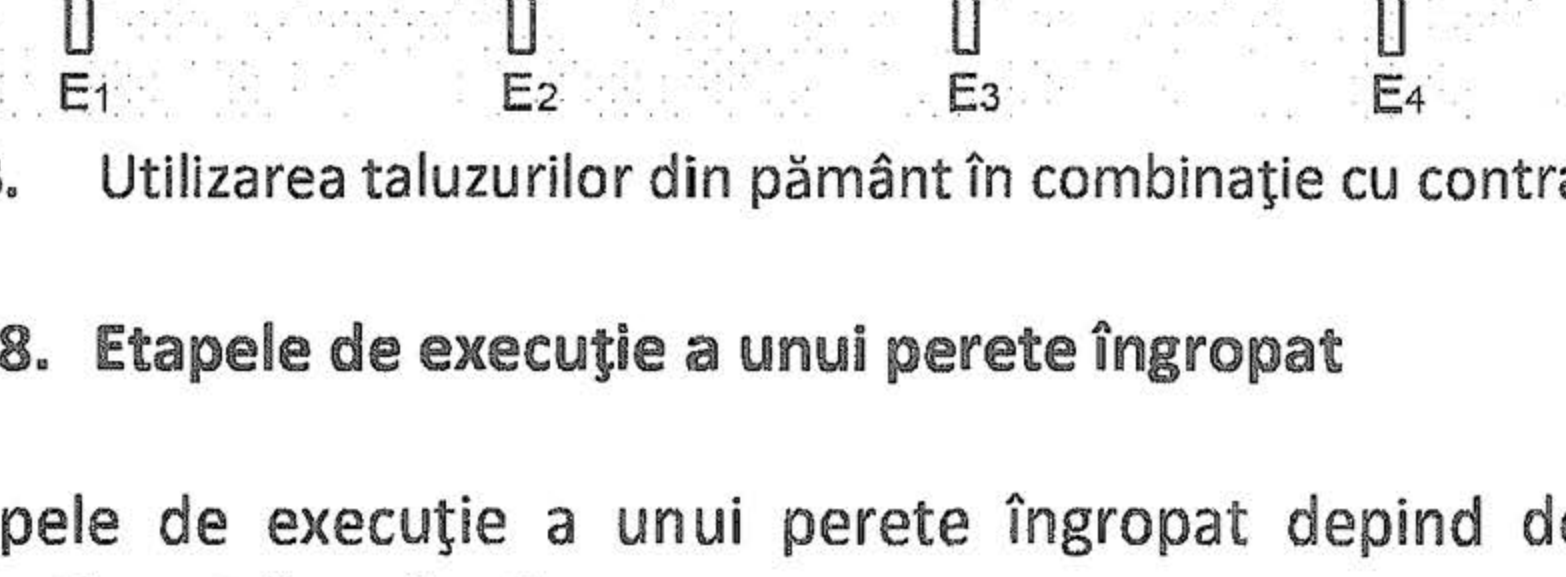


Fig. 11.54. Etapele de execuţie ale unui perete îngropat autoportant

– Pereţi îngropaţi rezemaţi, Fig. 11.55. Pentru reducerea adâncimii de încastrare, a momentelor încovoietoare şi a deplasărilor orizontale ale peretelui se realizează rezemarea peretelui.

O primă soluţie este aceea în care pe măsura avansării lucrărilor de excavaţie sunt amplasate sisteme de rezemare (şpraiţuri sau ancoraje) la cotele şi intervale rezultate în urma calculelor de proiectare, Fig. 11.56.

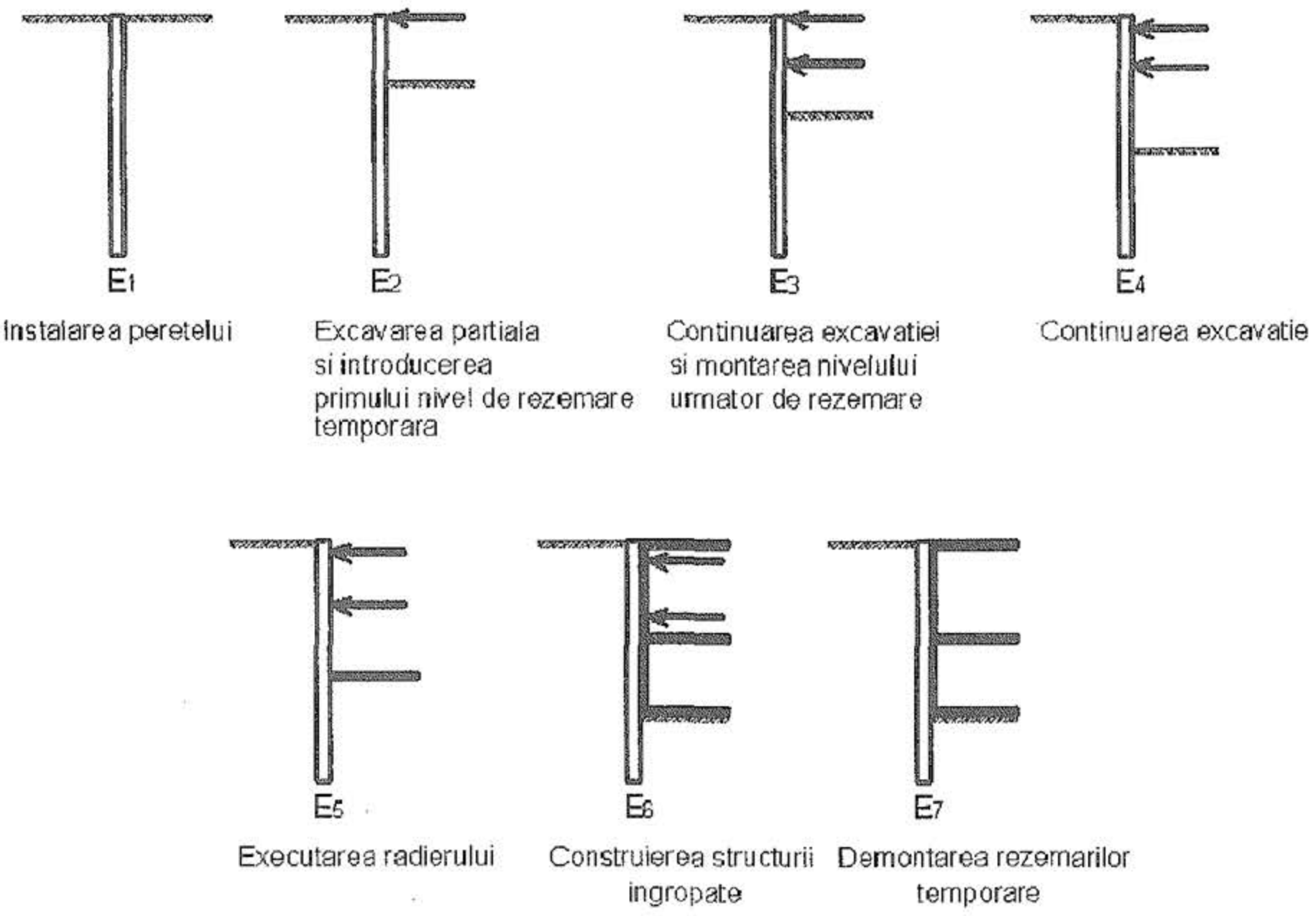


Fig. 11.55. Etape de execuţie ale unui perete îngropat rezemat

O variantă de rezemare a pereţilor prin însăşi structura îngropată o reprezintă procedeul de sus în jos (top-down). Structura este realizată de sus în jos pe măsura avansării lucrărilor de excavare, iar planşeele acesteia devin pe rând rezemări ale peretelui îngropat, Fig. 11.56. Etapele de execuţie a structurii subterane se continuă cu aceleaşi etape (E_1-E_5).

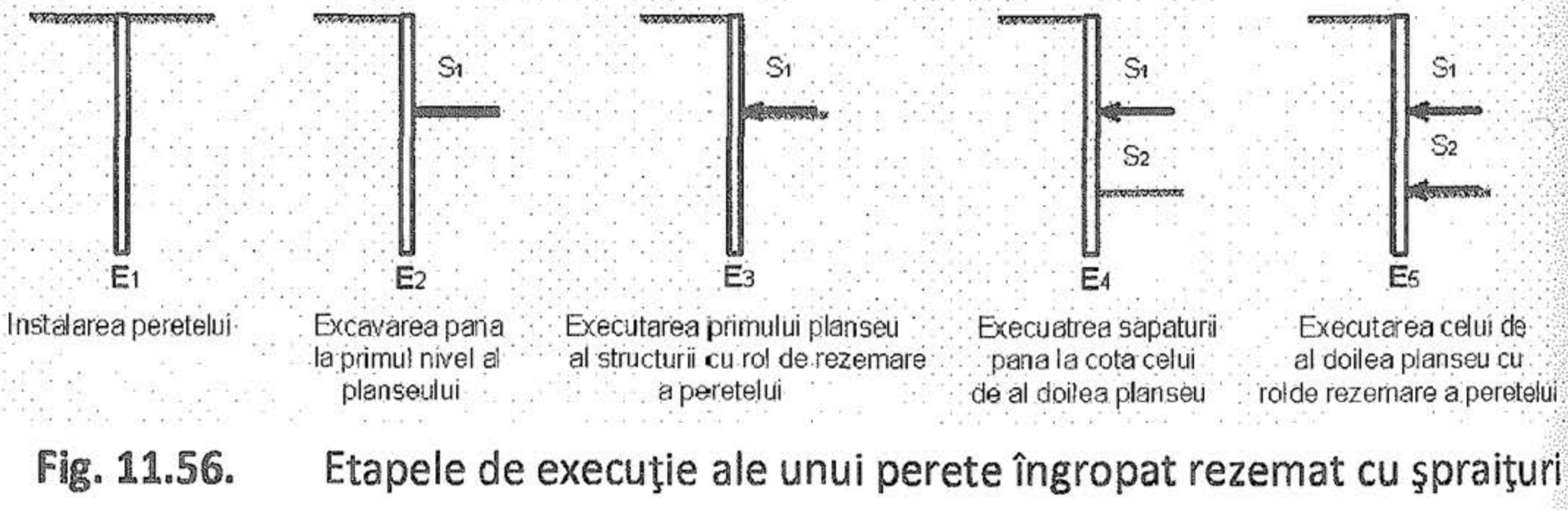


Fig. 11.56. Etapele de execuţie ale unui perete îngropat rezemat cu şpraiţuri

Ca o soluţie alternativă este şi aceea în care etapa 2 este executarea planşeului peste primul nivel şi apoi se continuă cu etapele E_1, E_2 etc., Fig. 11.57.

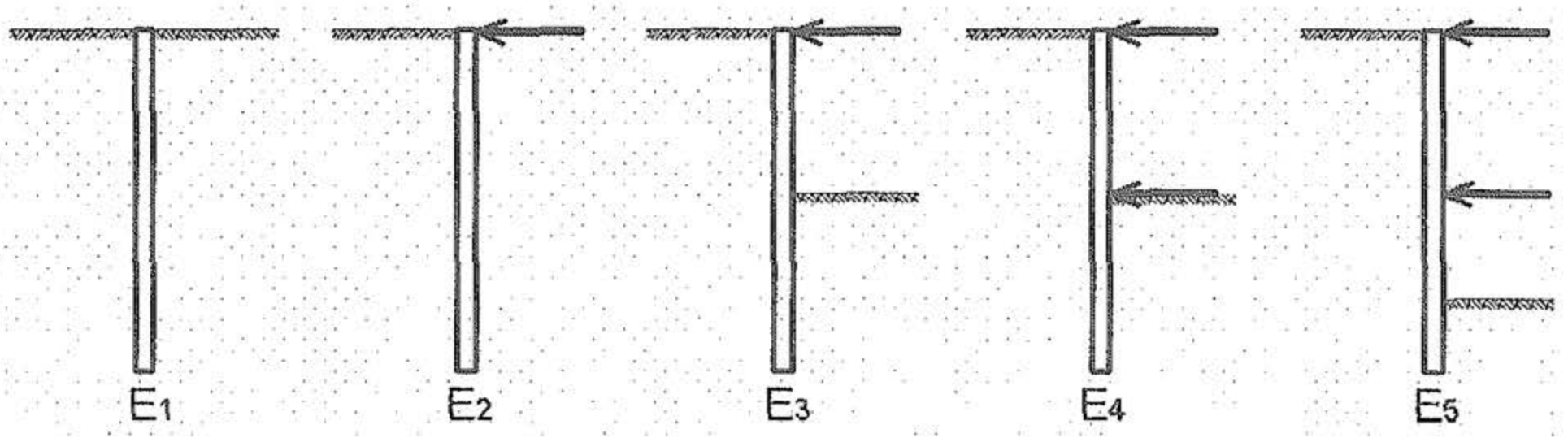


Fig. 11.57. Executarea planşeului peste primul nivel şi apoi continuarea excavaţiei

Ca o variantă a acestei soluţii de execuţie a excavaţiei cu sistemul de sus în jos, este aceea în care structura subterană este echivalentă cu o structură metalică. Stâlpii constituiţi din profile metalice fiind încastraţi în piloţi foraţi, Fig. 11.58. Stâlpii metalici ai structurii subsolului se betonează în structura piloţilor foraţi executaţi sub nivelul final al excavaţiei, forajul fiind realizat cu pereţii în faza iniţială.

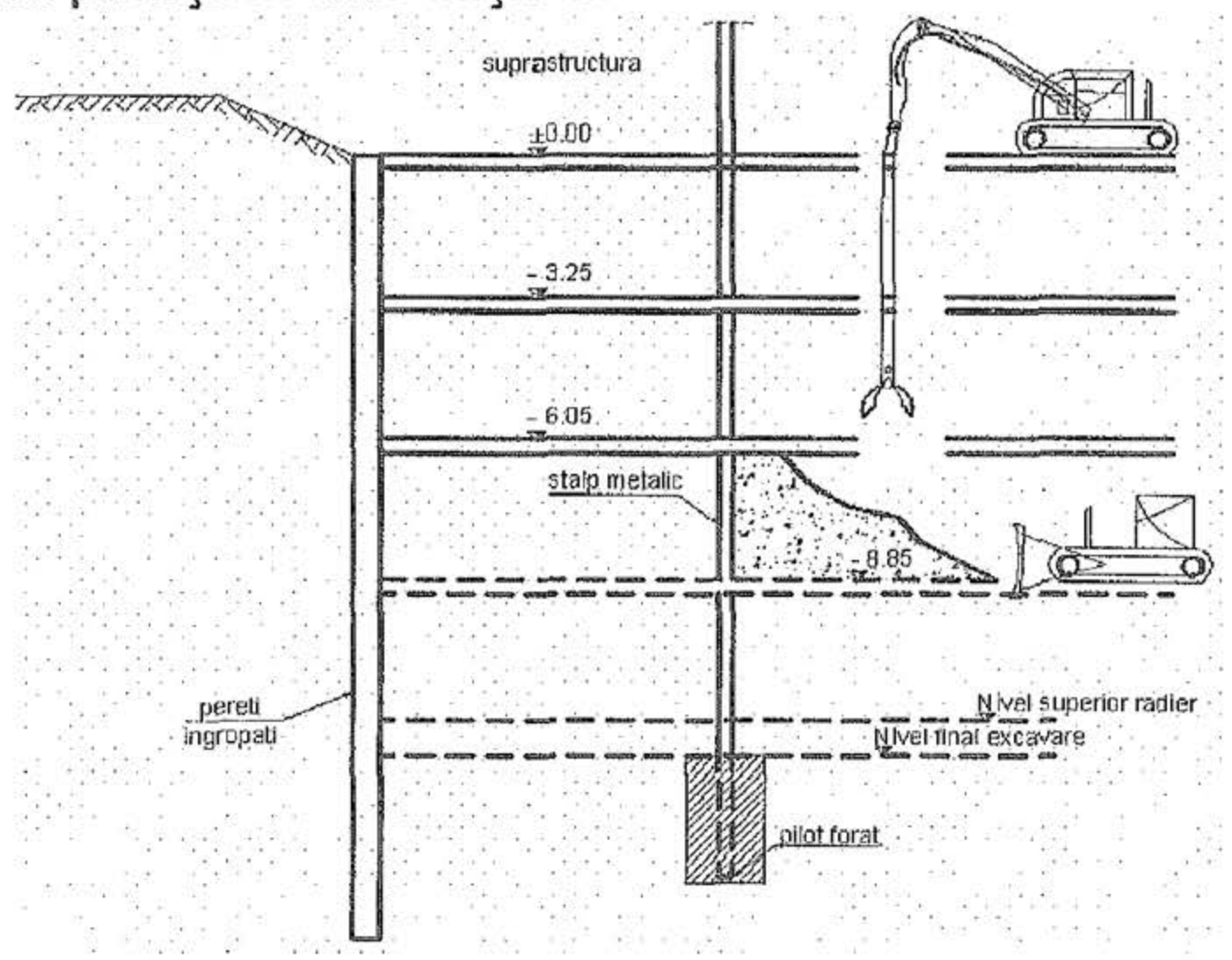


Fig. 11.58. Metoda de excavare „top-down"

11.9. Proiectarea pereţilor îngropaţi

Proiectarea unei susţineri cu pereţi îngropaţi implică următoarele două etape:

– exprimarea condiţiilor de echilibru, prin care se determină şi geometria peretelui îngropat (adâncime de încastrare),

– dimensionarea structurii la eforturile secţionale la care este supus (momentele încovoietoare, forţe tăietoare).

În vederea abordării acestor condiţii se impune în primul rând determinarea parametrilor geotehnici în concordanţă cu condiţiile de drenare a masivului din faţa şi din spatele peretelui. Cercetarea terenului de fundare se va face în puncte situate în lungul peretelui (10-15 m) şi pe o adâncime de minim 3 ori înălţimea excavaţiei. Cazurile de proiectare şi coeficienţii parţiali de siguranţă se stabilesc în concordanţă cu prevederile SR EN 1997-1, conform Tabelului 11.5. Valorile coeficientului parţial de rezistenţă γ_a sunt cei prezentați în Tabelul 11.11.

Pentru verificarea ancorajelor pretensionate verificarea stării limită structurală (STR) şi geotehnică (GEO). Valorile coeficienţilor parţiali de rezistenţă se dau în Tabelul 11.6.

Tabelul 11.11. Pereţi din piloţi armaţi secanţi

Rezistenţa	Simbol	Grupare			
		R1	R2	R3	R4
Temporară	$\gamma_{a,t}$	1.1	1,1	1,0	1,1
Permanentă	$\gamma_{a,p}$	1.1	1,1	1,0	1,0

Metodele de calcul utilizate în proiectarea pereţilor îngropaţi sunt (Popa, 2000):

– metoda care consideră echilibrul limită (MSL),

– metode care iau în considerare interacţiunea teren-structură:

  – metoda coeficientului de reacţiune (ipoteza comportării elastice a terenului) (MCR),

  – metoda elementelor finite (MEF) şi a diferenţelor finite (MDF).

Avantajele metodelor de calcul a pereţilor îngropaţi sunt prezentate în normativul NP 127-10. Aceste metode sunt folosite în programe de calcul adecvate dimensionării pereţilor de susţinere. Poate fi exemplificat ca program de calcul folosit programul GEO 5, ce rezolvă problema dimensionării pereţilor de sprijin, dimensionarea palplanşelor, ancorate şi neancorate.

11.9.1. Calculul pereţilor autoportanţi

Un perete poate fi autoportant la sfârşitul execuţiei excavaţiei sau poate trece prin faza de perete autoportant până la montarea primului rând de şpraiţuri sau ancoraje. Metoda clasică de calcul, admite că sub acţiunea împingerii pământului, peretele autoportant se roteşte în jurul unui punct, iar împingerea activă şi rezistenţa pasivă sunt mobilizate integral, Fig. 11.59.

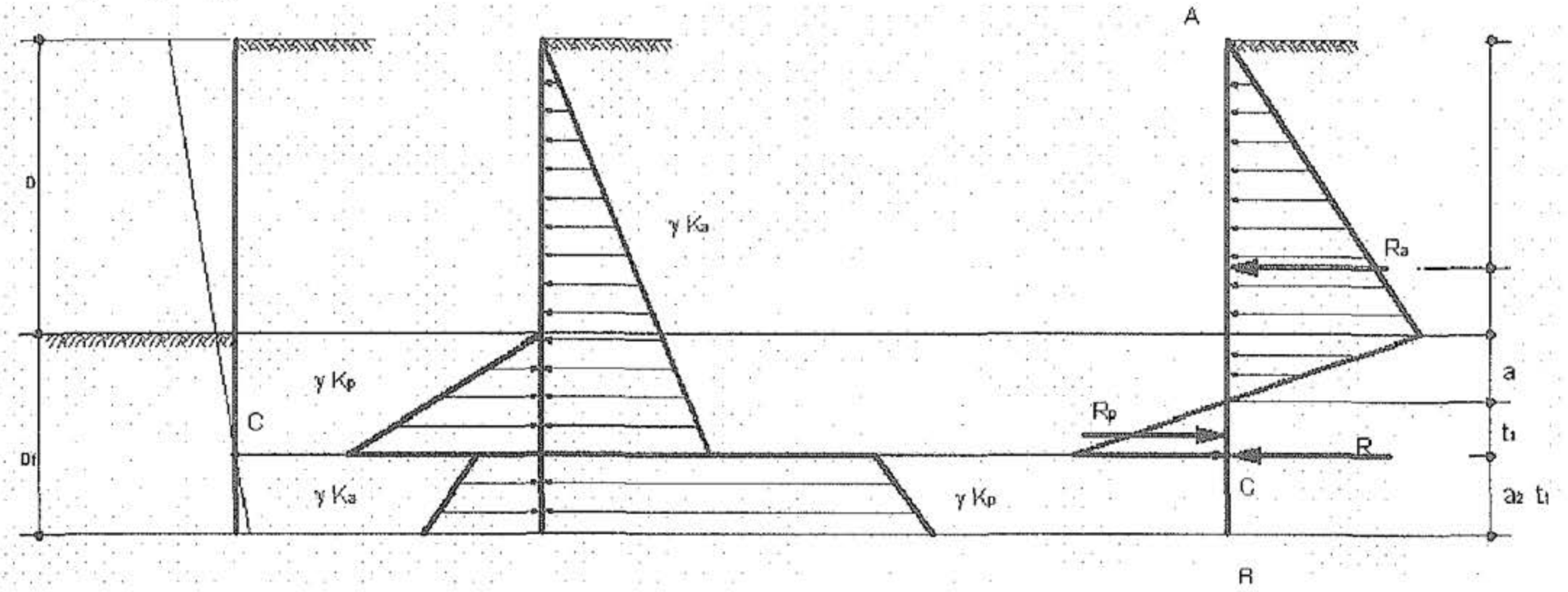


Fig. 11.59. Starea de echilibru limită pentru teren necoeziv

Schema simplificată pentru calculul pereţilor continui este dată de Blum, 1931.

Pentru pământurile stratificate necoezive schema de calcul general este dată în Fig. 11.60.

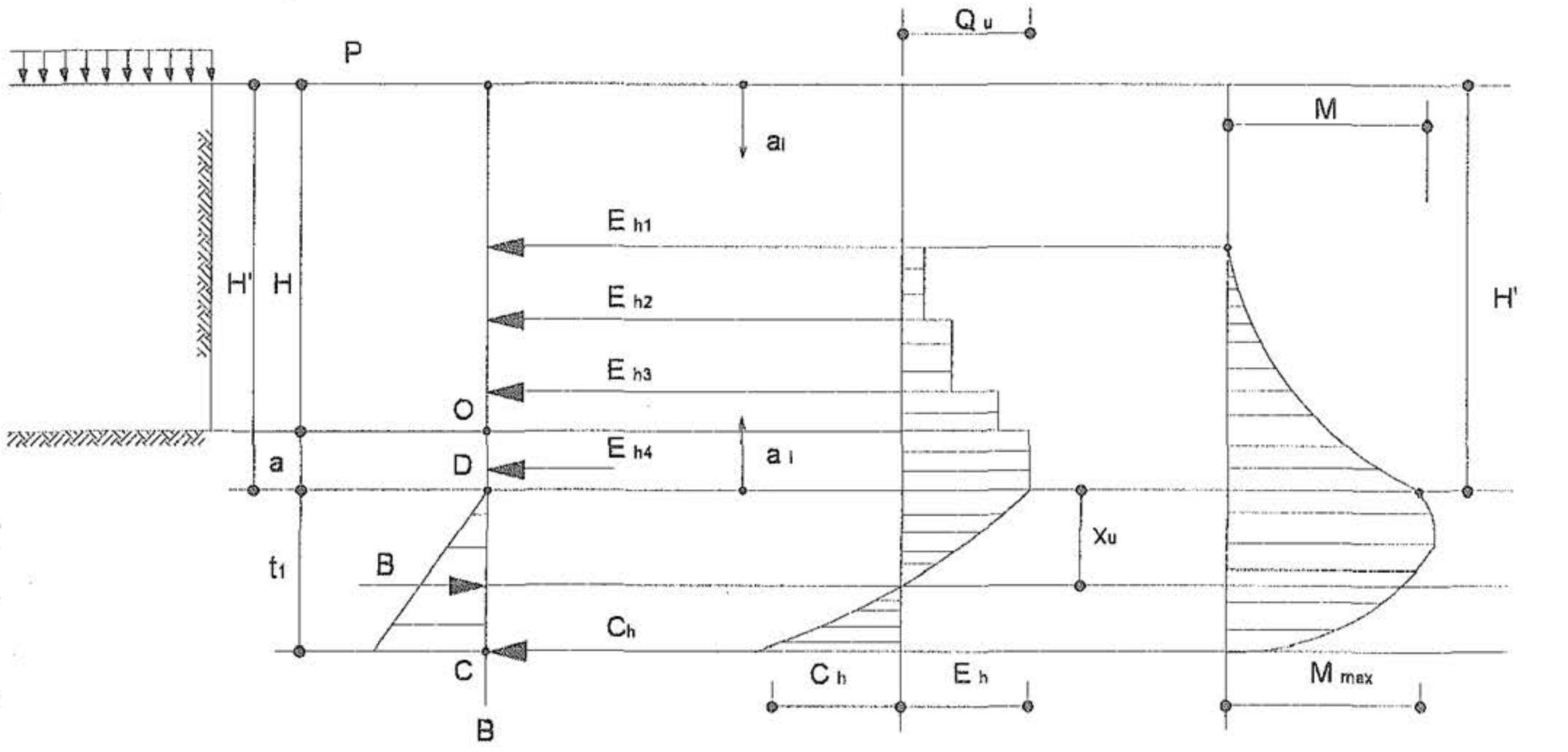


Fig. 11.60. Fig. Schema de calcul pentru pereţi autoportanţi

$$Q_u = E_h = \sum_0^{H'} E_{hi} \tag{11.59}$$

$$M = \sum_0^{H'} E_{hi} \times a_i' \tag{11.60}$$

$$Z_E = \frac{M}{E_h} \tag{11.61}$$

Notând cu $K_r' = K_{ph}' - K_{ah}$ (11.62)

determinăm : $a = \frac{e_h}{\gamma(K_p' - K_a)}$, în care e_h - este presiunea în punctul O.

Determinăm : $x_u = \sqrt{\frac{2E_h}{\gamma K_r'}}$ (11.63)

Se determină apoi:

$$M_u = E_h \times (Z_e + \frac{2}{3} x_u) = M + \frac{2}{3} E_h \times x_u \tag{11.64}$$

Scriind echilibrul momentelor faţă de punctul C determinăm ecuaţia:

$$E_h(z_e + t) - \frac{1}{6}\gamma \times K_r^1 \times t_1^3 = 0 \tag{11.65}$$

Notând : $m_e = \frac{6E_h}{\gamma K_r' H'^2}$ şi $n = \frac{6M_e}{\gamma K_r' H'^3}$ (11.66)

în care $M_e = \sum_0^{H'} E_i a_i$, valoarea t_1 se determină din nomogramele din Fig. 11.61.

$$t_1 = \zeta_1 \times H'$$

Adâncimea maximă a lui t este

$$t = t_1 + 0{,}2t_1 = 1{,}2\ t_1 \tag{11.67}$$

Valoarea maximă a momentului încovoietor se determină cu relaţia:

$$M_{\max} = E_h \times H' - M_e + 0{,}943 E_h \sqrt{\frac{E_h}{\gamma K_r'}} \tag{11.68}$$

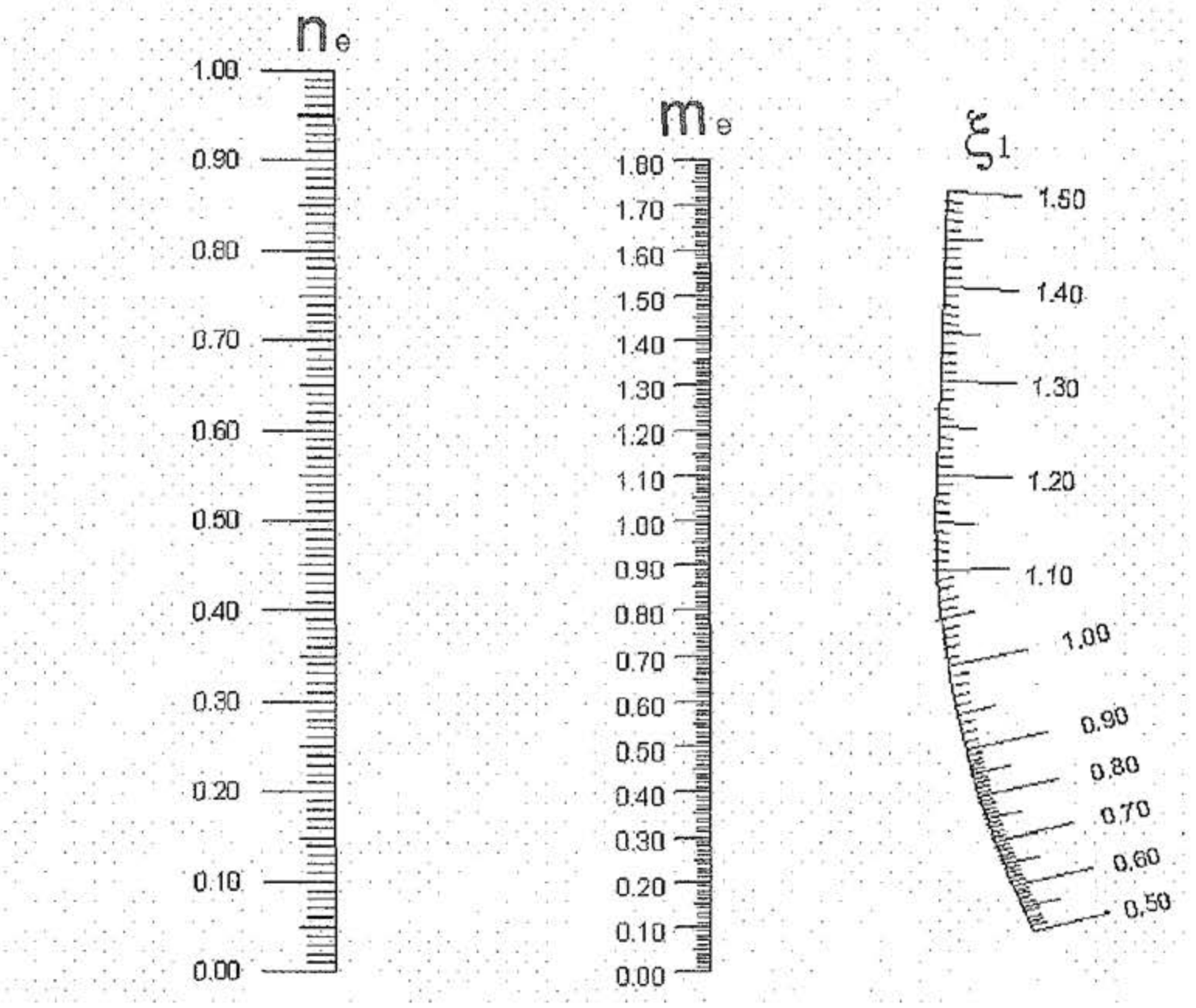


Fig. 11.61. Nomogramele pentru determinarea lui t_1 (Smoltczyk, 1990)

Calculul distribuţiei presiunii pământului şi a împingerii pământului (E_a) asupra peretelui de susţinere se face folosind valorile coeficientului de împingere activă şi pasivă a pământului cuprinse în SR EN 1997-1:2006, Anexa C. Valoarea coeficientului de presiune pasivă ($K_p^{'}$) se va determina cu o valoare care să ţină seama de deplasarea peretelui Fig.11.62.

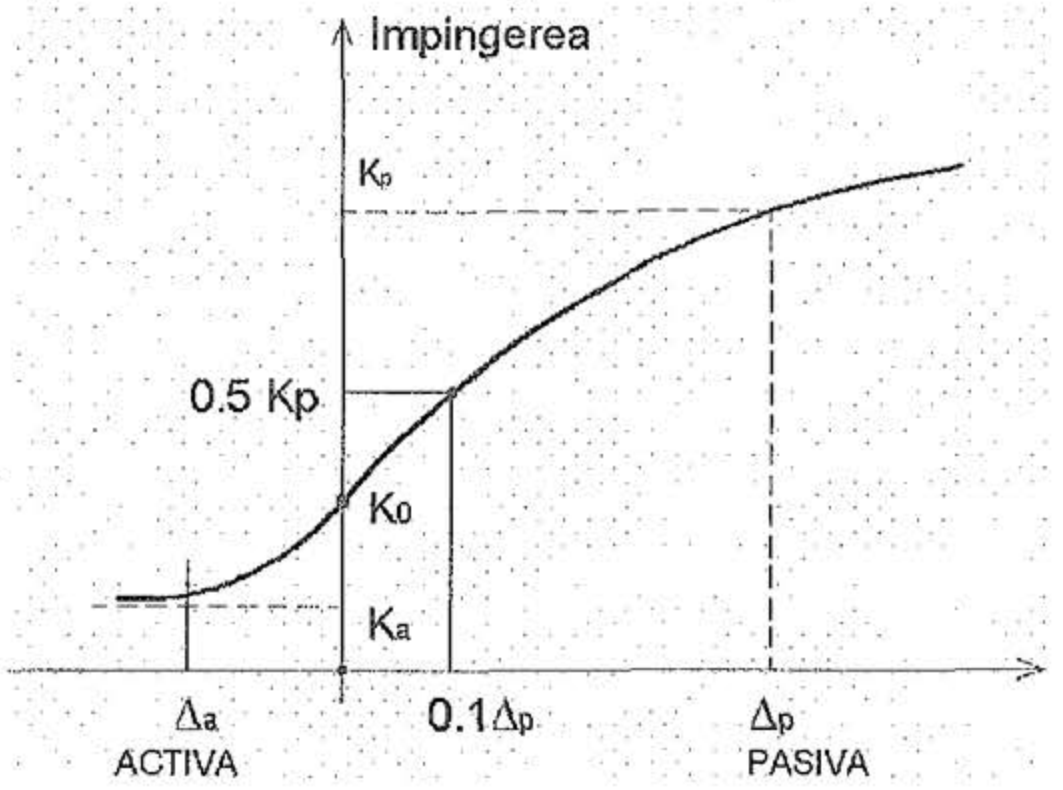


Fig. 11.62. Coeficientul de împingere pasivă (K_p)

Deplasările relative care provoacă cedarea pasivă şi activă în funcţie de natura şi starea pământului se dau în Tabelul 11.12.

Această influenţă impune ca în calcul, atunci când apare simultan influenţa celor două împingeri, valoarea împingerii pasive să fie adoptată

corespunzător unei deplasări apropiate de cea admisă, motiv pentru care se adoptă în calcul o valoare redusă a coeficientului de împingere pasivă:

$$K_p^{'} = 0{,}5 \times K_p \qquad (11.69)$$

Tabelul 11.12. Deplasările relative ale pământurilor

Tipul pământului	Împingerea activă Deplasarea relativă (Δ_a /H)	Împingerea pasivă Deplasarea relativă (Δ_p /H)	Deplasarea Δ_p / Δ_a
Nisip îndesat	0.0005(0.0036)	0.02 ÷0.05 Sau $\Delta_p=3H^{1.5}$(mm) (H – în m)	10
Nisip afânat	0.0010÷0.0020		5
Argile tari	0.0100÷0.0200		2
Argile moi	0.0200÷0.0500		2

Pentru a evita deplasarea laterală a peretelui la valori care să nu influenţeze tasarea terenului de fundare se recomandă adoptarea unei valori:

$$K_p^{'} = K_0 \qquad (11.70)$$

Valoarea coeficientului K_0 se determină din normativul NP 113-04 sau din lucrarea [Popa, 2004]. În determinarea valorii coeficientului de împingere se vor adopta valori ale unghiului de frecare :

$$\delta_p = -\frac{1}{2}\varphi^{'} \quad \text{şi} \quad \delta_a = \frac{2}{3}\varphi^{'} \qquad (11.71)$$

Pentru calculul împingerii pământului se impune luarea în considerare a unei suprasarcini la nivelul terenului înconjurător provenite din:

– încărcarea din construcţii (clădiri, drumuri etc.),
– încărcarea datorată circulaţiei de construire,
– încărcarea datorată variaţiilor nivelului suprafeței terenului.

Pentru suprafeţe orizontale şi înălţimi al excavaţiei mai mari de 3 m este recomandată considerarea unei suprasarcini de 10KPa. Efectul suprasarcinii din încărcarea concentrată (fundaţii etc.) sau suprasarcini distribuite se determină conform normativului NP 124-10, Fig. 11.63.

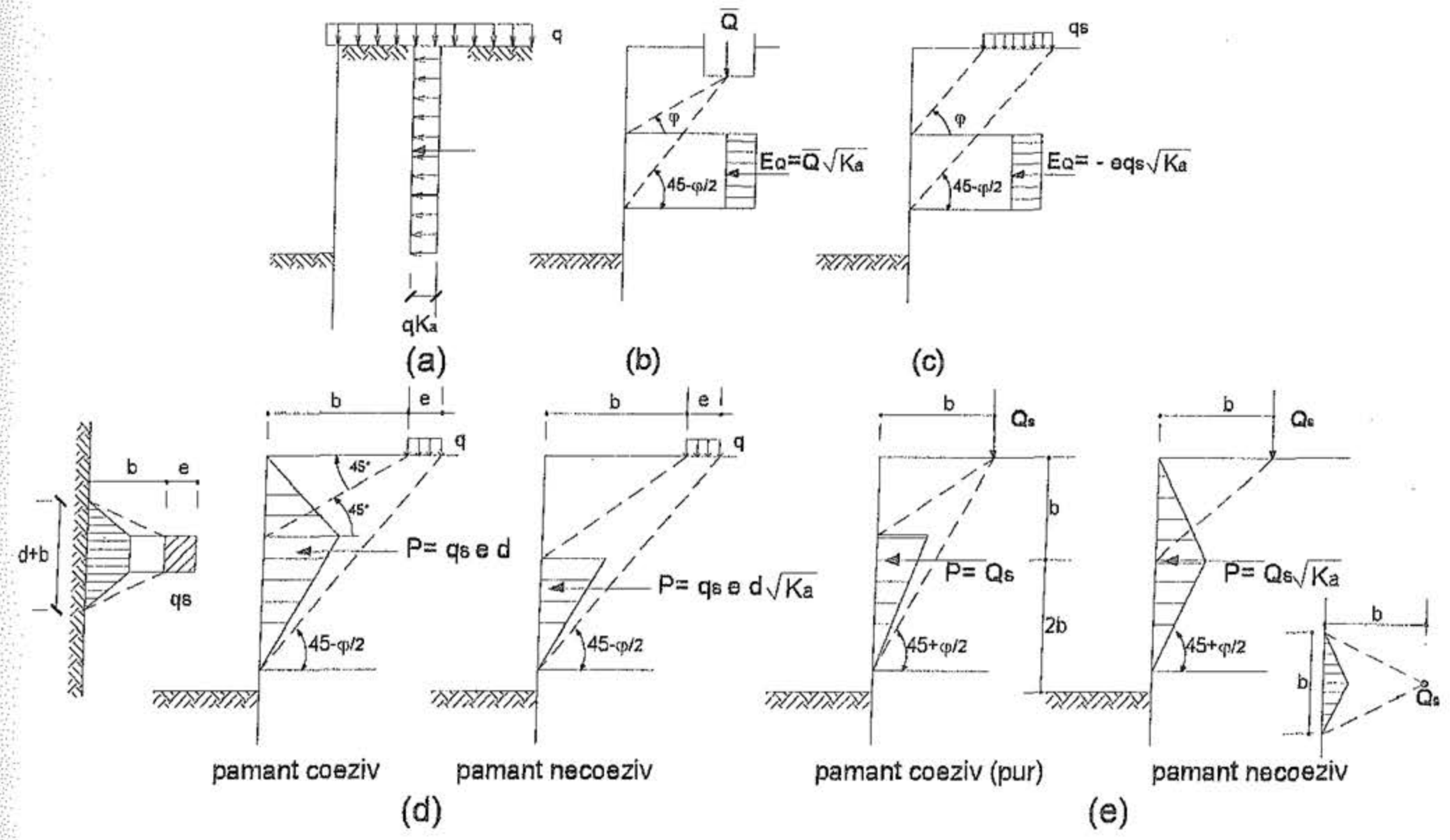


Fig. 11.63. Diagrame ale eforturilor orizontale induse de suprasarcina distribuită (a), suprasarcina liniar distribuită (b), suprasarcina liniar distribuită pe o latură limitată (c), suprasarcina distribuită local (d), sarcină concentrată (e)

Efectul presiunii apei asupra peretelui îngropat în funcţie de natura terenului se dă în Fig. 11.64.

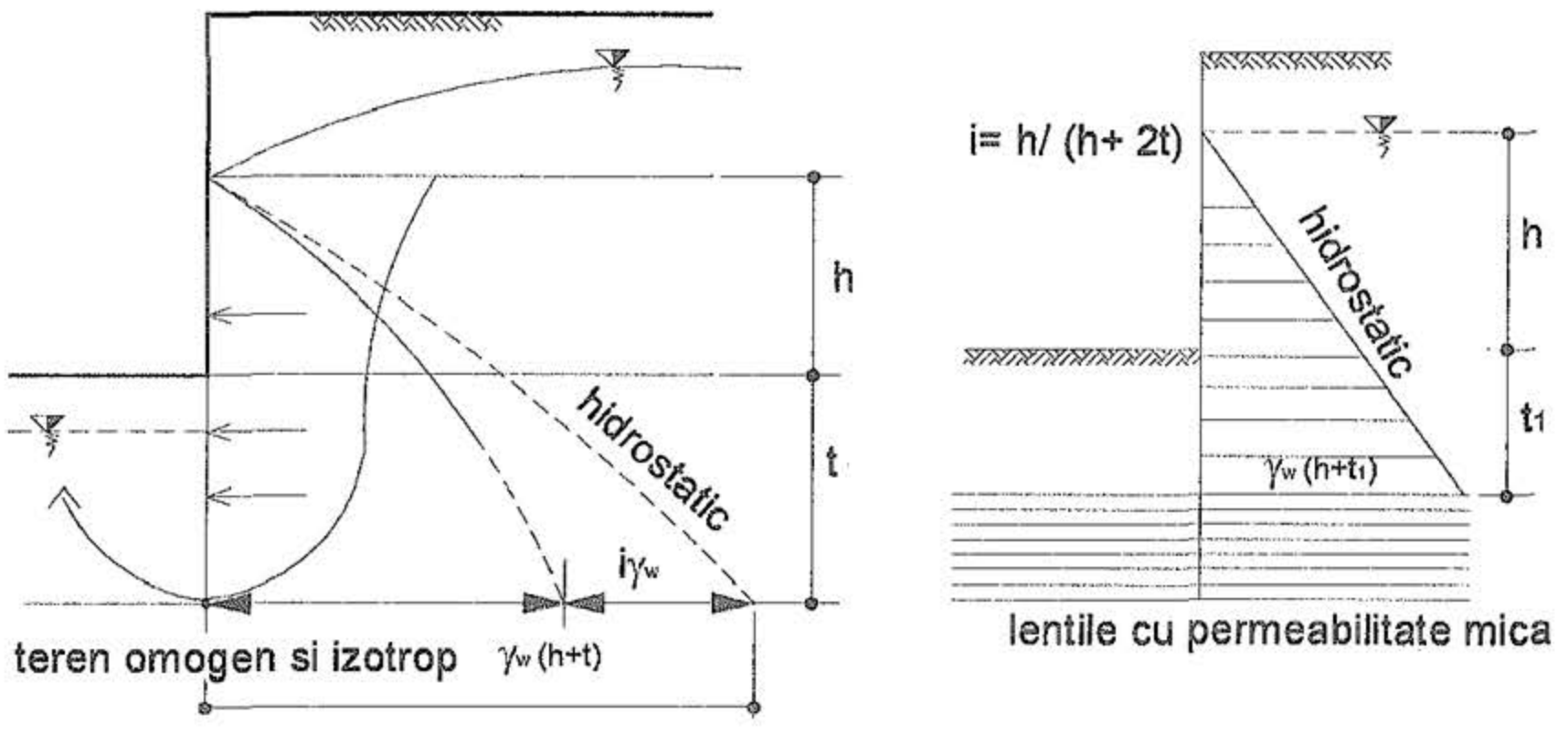


Fig. 11.64. Efectul presiunii apei asupra peretelui îngropat

În cazul pământurilor pur coezive NP 124-10 prevede o schemă de calcul care să nu ţină seama de efectul coeziunii la partea superioară a excavaţiei. Pentru aceasta se consideră o distribuţie a presiunilor active corespunzătoare unui material cu frecare redusă (ϕ=20º), Fig. 11.65.

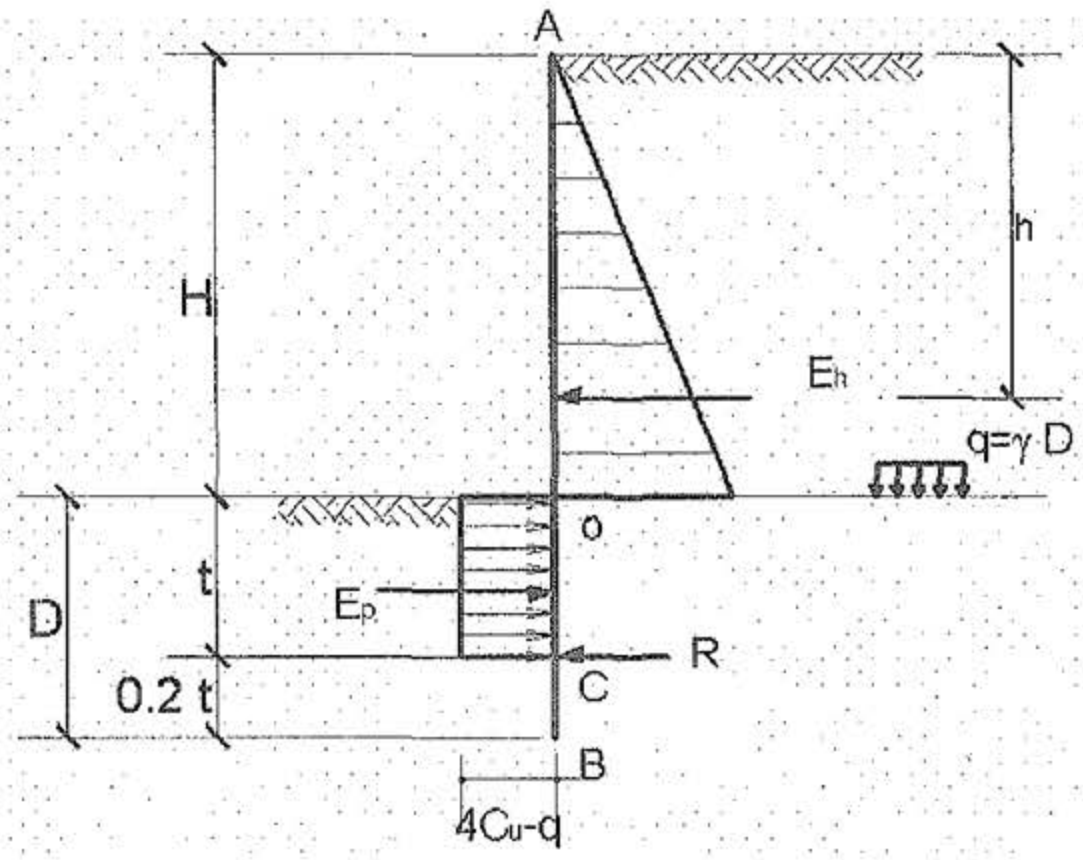


Fig. 11.65. Distribuţia presiunii active pentru un material cu frecare redusă

Din echilibrul momentelor în jurul punctului C, rezultă:

$$t^2(4C_u - q) - 2E_h t - E_h(H-4) = 0 \qquad (11.72)$$

din care rezultă adâncimea de încastrare necesară:

$$D = t + 0{,}2t = 1{,}2t \qquad (11.73)$$

Momentul încovoietor maxim apare în secţiunea de anulare a forţelor tăietoare (T=0)

$$\bar{z} = \frac{E_h}{(4C_u - q)} \qquad (11.74)$$

11.9.2. Calculul pereţilor ancoraţi

Calculul pereţilor ancoraţi se face cu două grupe de metode depinzând de fişa peretelui (D) şi de rigiditatea terenului de sub cota excavaţiei.

Dacă lungimea fişei peretelui este mică sau terenul de sub cota excavaţiei este deformabil (nisipuri afânate, argile moi), peretele se deformează ca în Fig. 11.66. În acest caz se admite că peretele este liber să se rotească şi să se deplaseze în teren, terenul de sub cota excavaţiei oferindu-i o rezemare simplă.

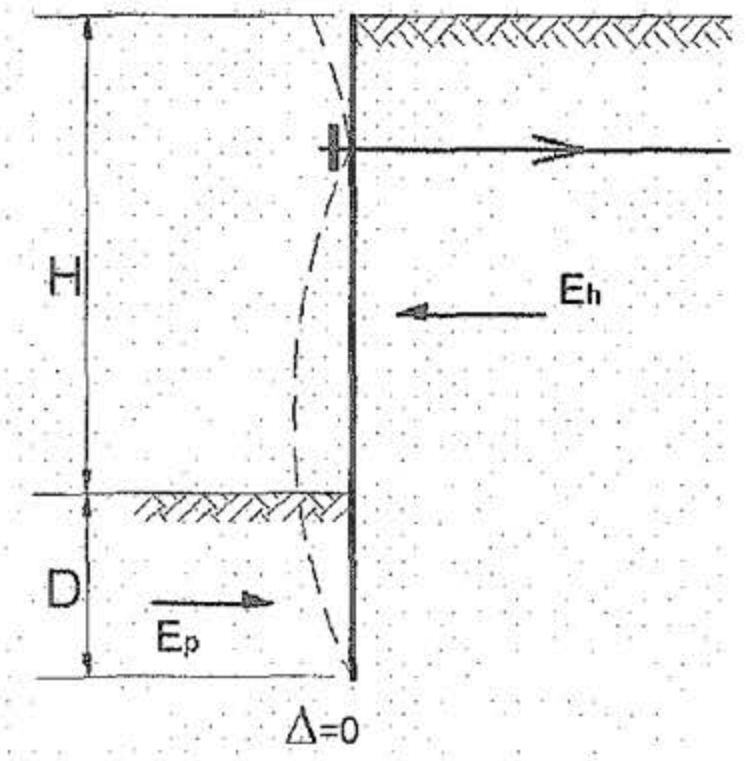


Fig. 11.66. Deformata peretelui ancorat

Dacă fişa peretelui (D) este mare sau terenul de sub cota excavaţiei este rigid (nisip îndesat, argilă tare) peretele poate fi considerat fixat în teren şi în zona de sub excavaţie, cele două reacţiuni de semn contrar asigură încastrarea, Fig. 11.67.

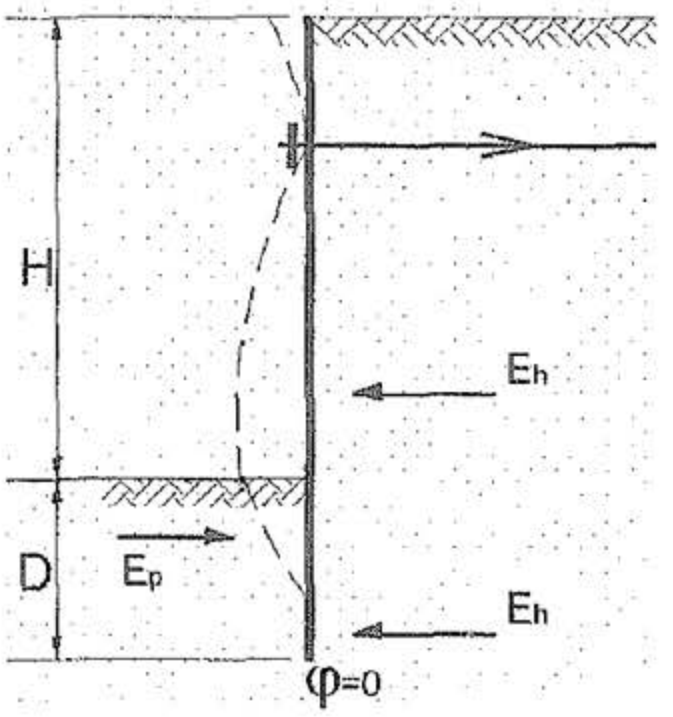


Fig. 11.67. Deformata peretelui ancorat

11.9.2.1. Calculul peretelui simplu rezemat, Fig. 11.69.

Se calculează $$a = \frac{p_{ah}}{\gamma(K_p' - K_a)} \tag{11.75}$$

Din ecuaţia de moment faţă de punctul de ancorare avem:

$$y' E_p = \bar{y} E_h \tag{11.76}$$

În care :

$$E_p = \gamma(K_p' - K_a)\frac{x^2}{2} \quad \text{şi} \quad y' = h + a + \frac{2}{3}x \tag{11.77}$$

se obţine:

$$\bar{y} E_h = \gamma(K_p - K_a)\frac{x^2}{2}(h + a + \frac{2}{3}x) \tag{11.78}$$

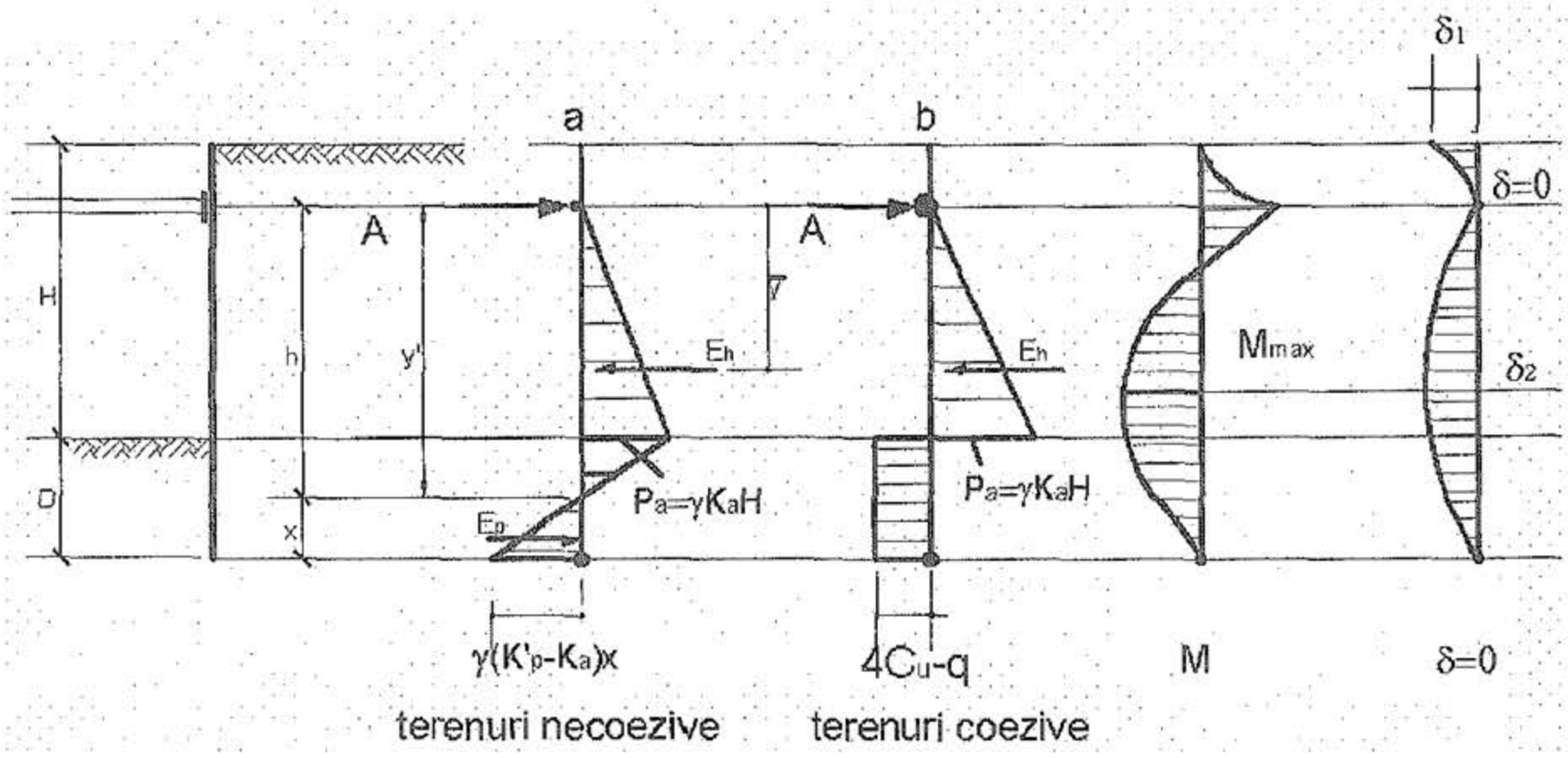


Fig. 11.68. Cazul peretelui simplu rezemat

Rezolvarea ecuaţiei (11.78) conduce la aflarea distanţei x şi a fişei peretelui :

$$D = a + x \tag{11.79}$$

Forţa în ancoraj se deduce din curba de echilibru:

$$A = E_h - E_p \tag{11.80}$$

Dacă pământul este pur coeziv, diagrama de împingere este ajustată la o diagramă standard cu ϕ=20º şi c=0kPa. De asemenea când exista o succesiune de straturi: nisip până la cota excavaţiei şi argilă pur coezivă sub cota excavaţiei rezistența pasivă a terenului este dată numai de coeziune Fig. 11.68., iar ecuaţia de momente faţă de punctul de ancorare (A) devine:

$$E_h \bar{y} - D(4C_u - q)\left(h + \frac{D}{2}\right) = 0 \tag{11.81}$$

de unde se obţine valoarea fişei peretelui D.

În cazul în care, pentru pământuri pur coezive, avem: $4C_u - q = 0$ sau $C_u / \gamma D \le 0.25$, peretele devine instabil.

Rowe a propus introducerea unui coeficient de stabilitate S, definit de relaţia:

$$S = c_U / \sigma'_{V(H)} \tag{11.82}$$

Dacă S este mai mare de 0.25 se produce cedarea sistemului.

Pentru nisipuri de îndesare medie Rowe(1952) propune reducerea momentului maxim în perete datorită fenomenului de boltă, Fig. 11.69.

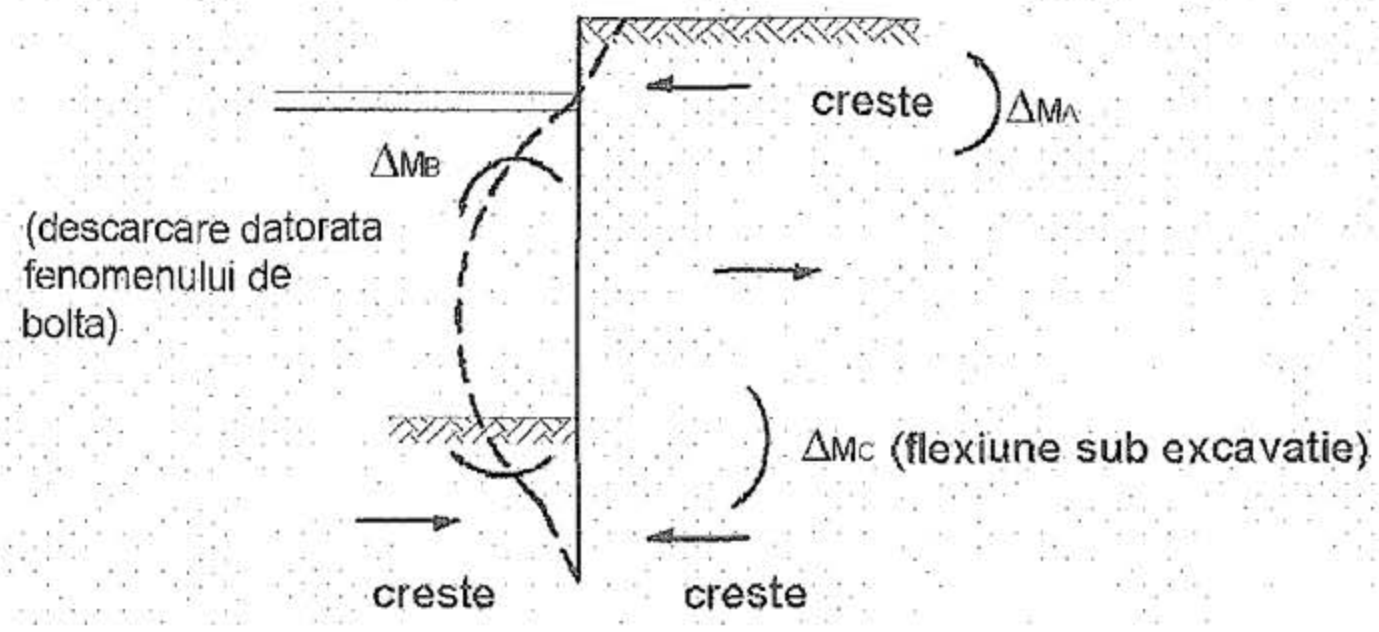


Fig. 11.69. Reducerea momentului maxim

Ca urmare a deformării peretelui, distribuţia presiunilor se modifică: creşte asupra ancorajului, scade sub aceasta şi creşte în faţa peretelui sub cota de excavaţie şi în spatele acestuia la bază. Acestea conduc la o descreştere a momentului dintre reazeme.

Datorită acestei modificări a distribuţiei presiunilor, se impune ca valoarea reacţiunilor din reazeme să se mărească cu 85 % având ca valoare de proiectare

$$\overline{A} = 1.85A \tag{11.83}$$

Factorul de reducere M/M_{max} a fost exprimat funcţie de rigiditatea peretelui:

$$\rho = \frac{L^4}{EI} \tag{11.84}$$

unde: L – lungimea totală a peretelui, în m,

EI – rigiditatea peretelui.

Valorile factorului de reducere se dau în diagramele din Fig. 11.70.

Valoarea adâncimii de încastrare în pământ poate fi determinată pentru pământurile pur coezive cu ajutorul diagramelor din Fig. 11.71.

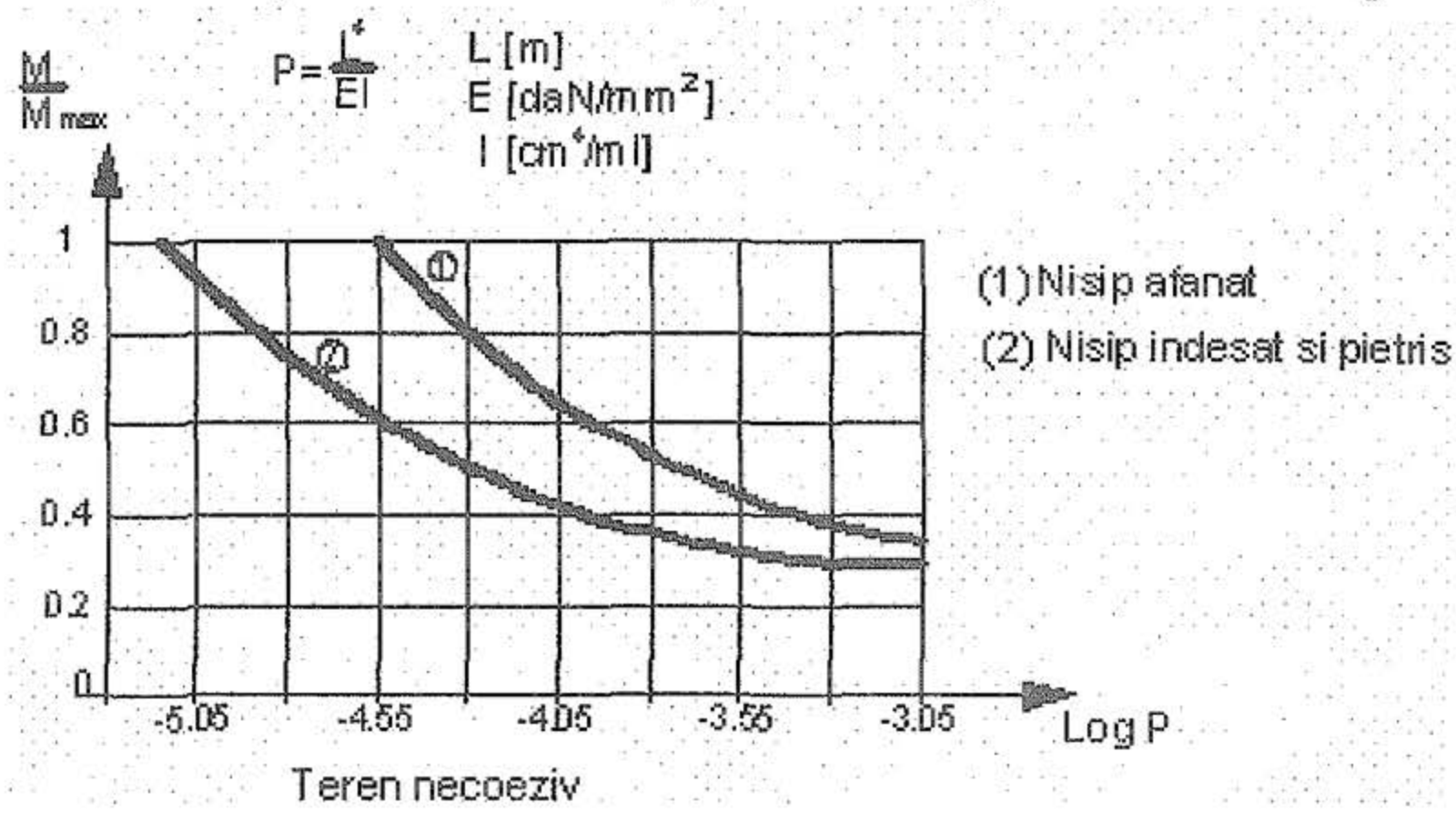


Fig. 11.70. Valoarea factorului de reducere a momentelor

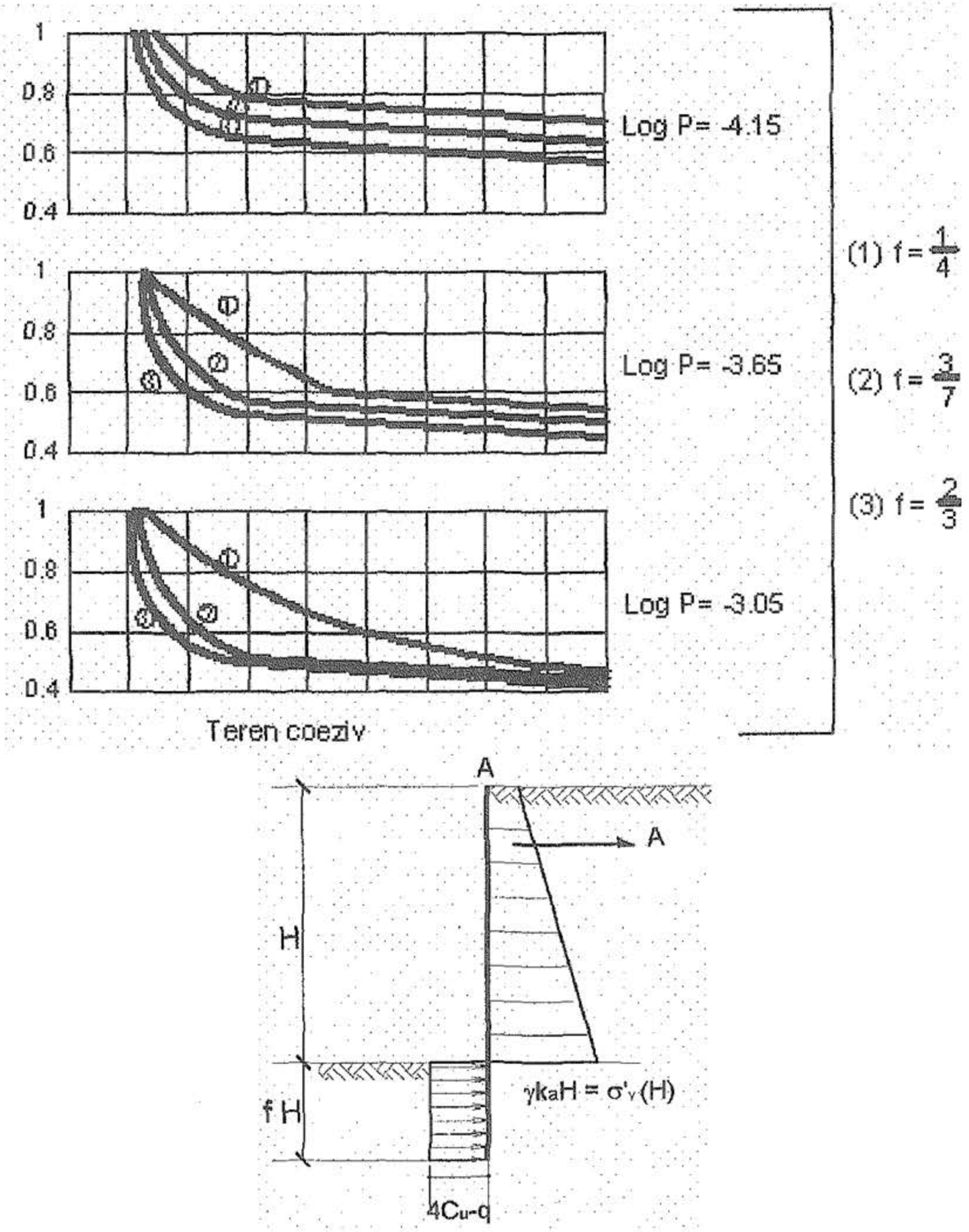


Fig. 11.71. Determinarea directă a adâncimii de încastrare la terenuri pur coezive (NP 124)

11.9.2.2. Calculul pereților încastrați

Folosind rezolvarea dată de Blum, se poate admite ca diagramă de calcul cea dată în Fig. 11.72.

Se determină :

$$M_e = E_h \times a \tag{11.85}$$

$$N_e = \frac{1}{4} e_h h_s^{'4} \tag{11.86}$$

$$U = \frac{e_h}{\gamma(K_p^{'} - K_a)} \tag{11.87}$$

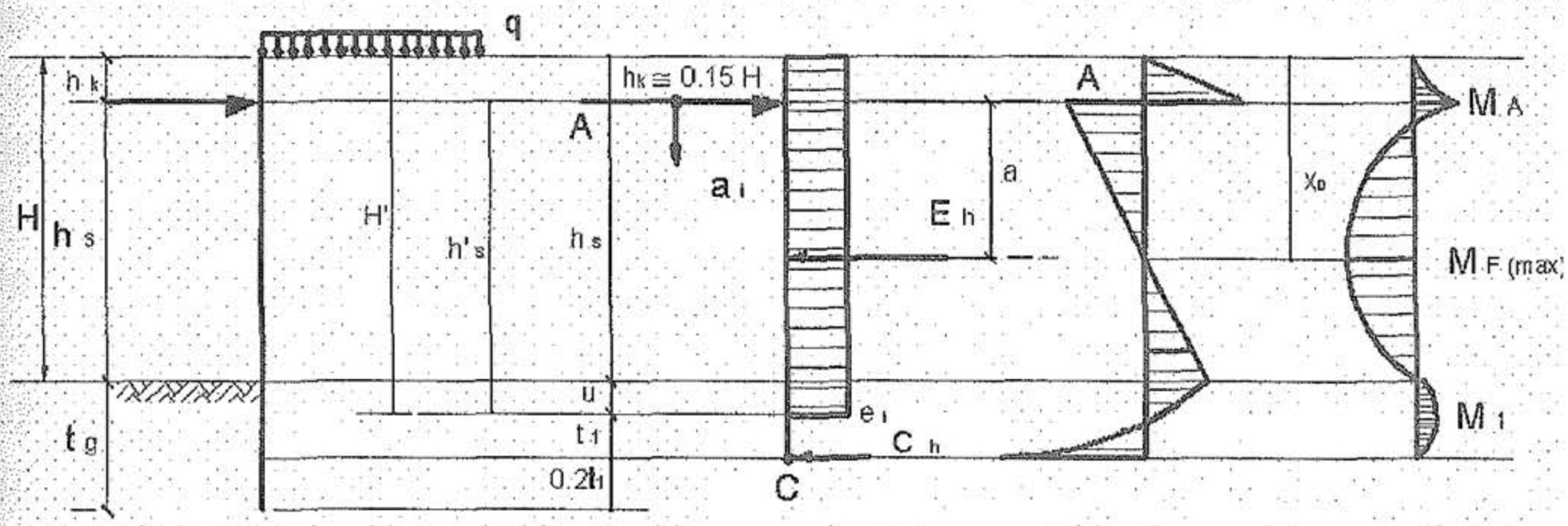


Fig. 11.72. Diagrama de calcul a pereţilor încastraţi după Blum

Calculăm coeficienţii adimensionali:

$$m_e = \frac{6M_e}{\gamma K_r' h_s'^3} \quad \text{şi} \quad n_e = \frac{6N_e}{\gamma K_r' h_s'^5} \tag{11.8}$$

Din diagrama dată în Fig.11.73. se determină valoarea lui ζ_1 şi apar

$$t_1 = \zeta_1 h_s' \tag{11.8}$$

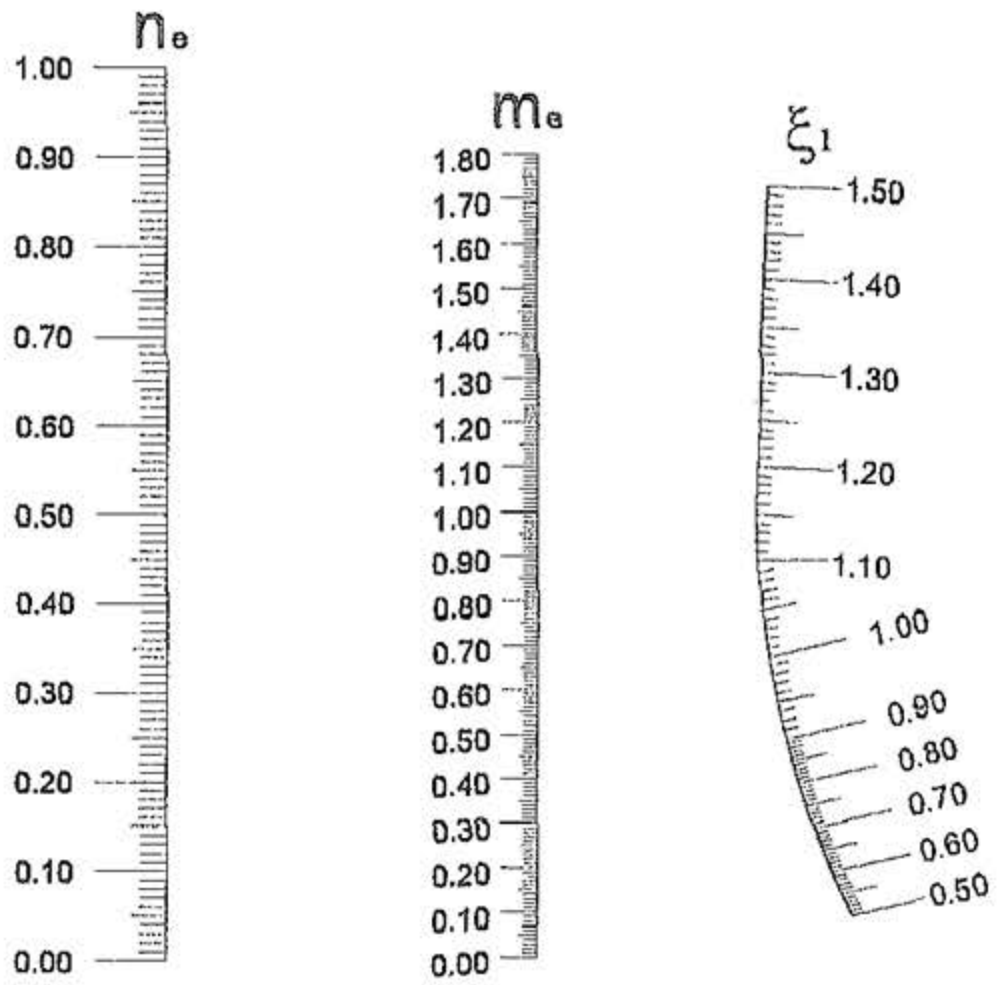


Fig. 11.73. Nomograma pentru determinarea adâncimii de încastrare pentru pereţi rezemaţi (Smoltczyk, 1990)

Rezultă: $t_g = 1.2t_1$ (11.90)

Valoarea reacţiunii din reazemul A se determină cu relaţia:

$$A = E_h - \frac{M_e}{h_s' + t_1} - \frac{\gamma K_r' t_1^3}{6(h_s' + t_1)} \tag{11.91}$$

BIBLIOTECA
UNIVERSITATEA TEHNICĂ

Valoarea lui M şi T în fiecare secţiune caracteristică se determină după regulile cunoscute în statică.

Admiterea unei încastrări în teren a peretelui de susţinere poate fi acceptată numai dacă terenul de sub talpa săpăturii are o stare medie sau îndesată pentru pământuri necoezive sau plastic consistentă-tare pentru pământuri coezive.

Prin adoptarea unei distribuţii dreptunghiulare a împingerii pământului şi admiţând ca $h_k = 0.15H'$ se obţin valori ale momentului superioare în câmp şi valori mai mici pentru reacţiune şi forţă tăietoare. Corectarea acestora poate fi luată (Grundbau Taschenbuch, 1991, Teil 3).

$$A' = A\sqrt{\frac{H'}{h_s'}} \qquad Q' = Q\frac{A'}{A} \qquad M_F' = M_F\sqrt{\frac{h_s'}{H'}} \tag{11.92}$$

în care valorile A', Q' şi M_F' sunt valorile corectate

11.9.3. Calculul pereţilor rezemaţi pe mai multe niveluri cu şpraiţuri

Realizarea excavaţiei cu pereţi sprijiniţi cu şpraiţuri presupune montarea şpraiţului după excavarea unui nivel de rezemare, astfel încât, în cazul în care se nu se introduce forţe de pretensionare a şpraiţului, deplasările pereţilor, cumulate de la fiecare nivel de excavare, să fie suficiente pentru a mobiliza în întregime, rezistenţa la forfecare a pământului din spatele peretelui, Fig. 11.74.

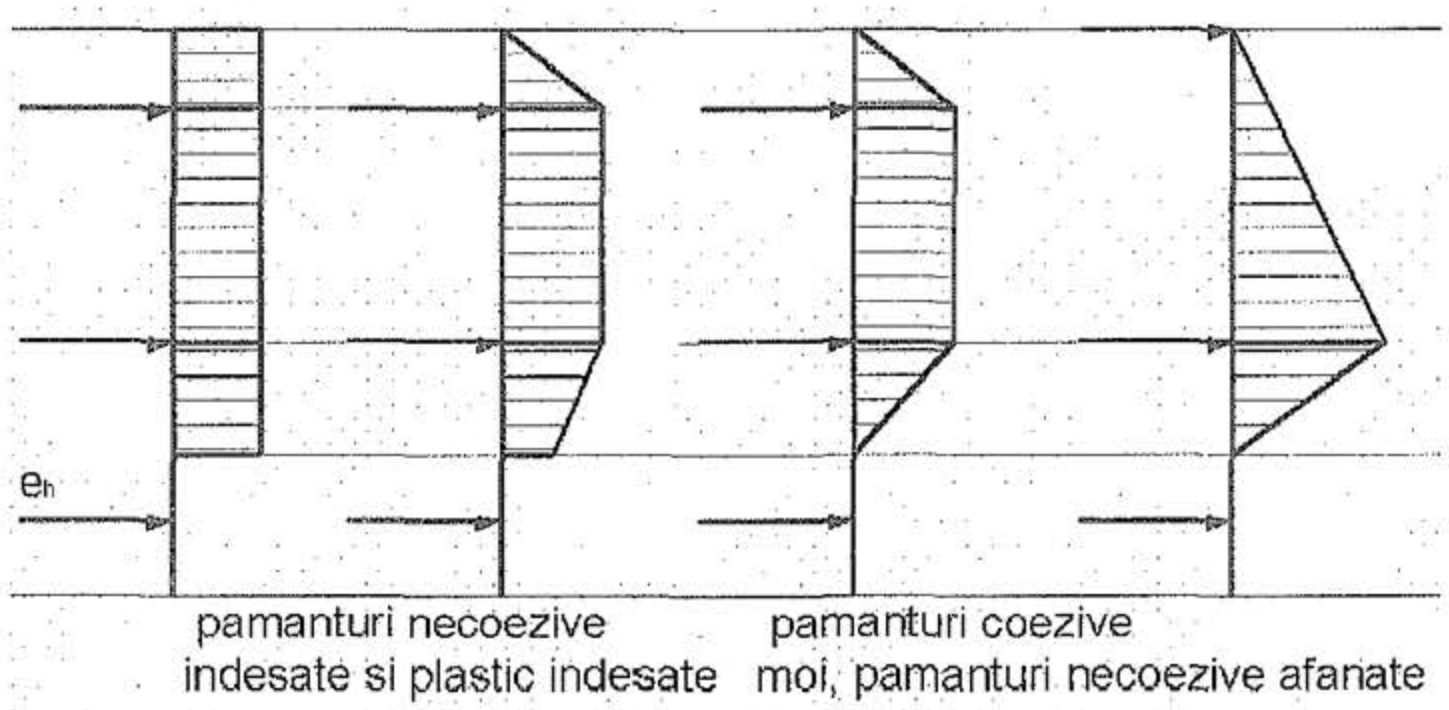


Fig. 11.74. Introducerea forţelor de pretensionare a şpraiţului (NP 124)

Modelele clasice de calcul consideră că peretele este supus pe toată lungimea lui la împingerea activă a pământului din spatele său şi la

rezistenţa pasivă a terenului din faţă sa, sub nivelul excavaţiei. Pentru distribuţia presiunilor pe lungimea pereţilor sprijiniţi multiplu(3..5 puncte de sprijinire) diagramele de distribuţie a presiunilor active pe pereţii rezemaţi au aluri asemănătoare cu cele din Fig. 11.74.

Pe baza măsurătorilor efectuate au fost propuse diagrame de distribuţie a presiunilor active a terenurilor, în funcţie de natura acestora, Fig. 11.75.

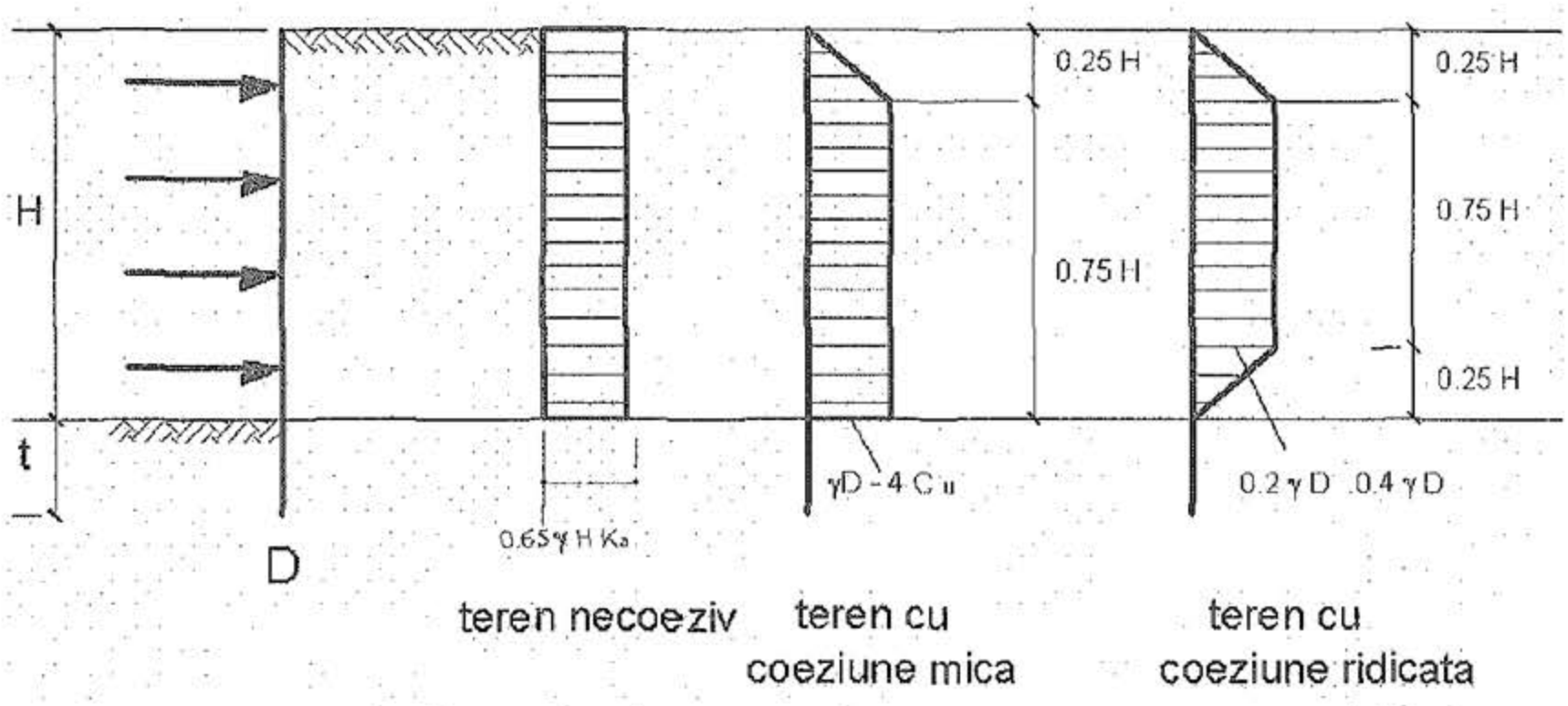


Fig. 11.75. Diagramele de distribuţie a presiunilor active a terenurilor în funcţie de natura acestora (NP 124)

Calculul pereţilor de susţinere se consideră ca o grindă continuă pe mai multe reazeme. Determinarea adâncimii de încastrare t se face din condiţia ca partea inferioară a peretelui (D) să îndeplinească condiţia cerută de modul de rezemare a peretelui la partea inferioară.

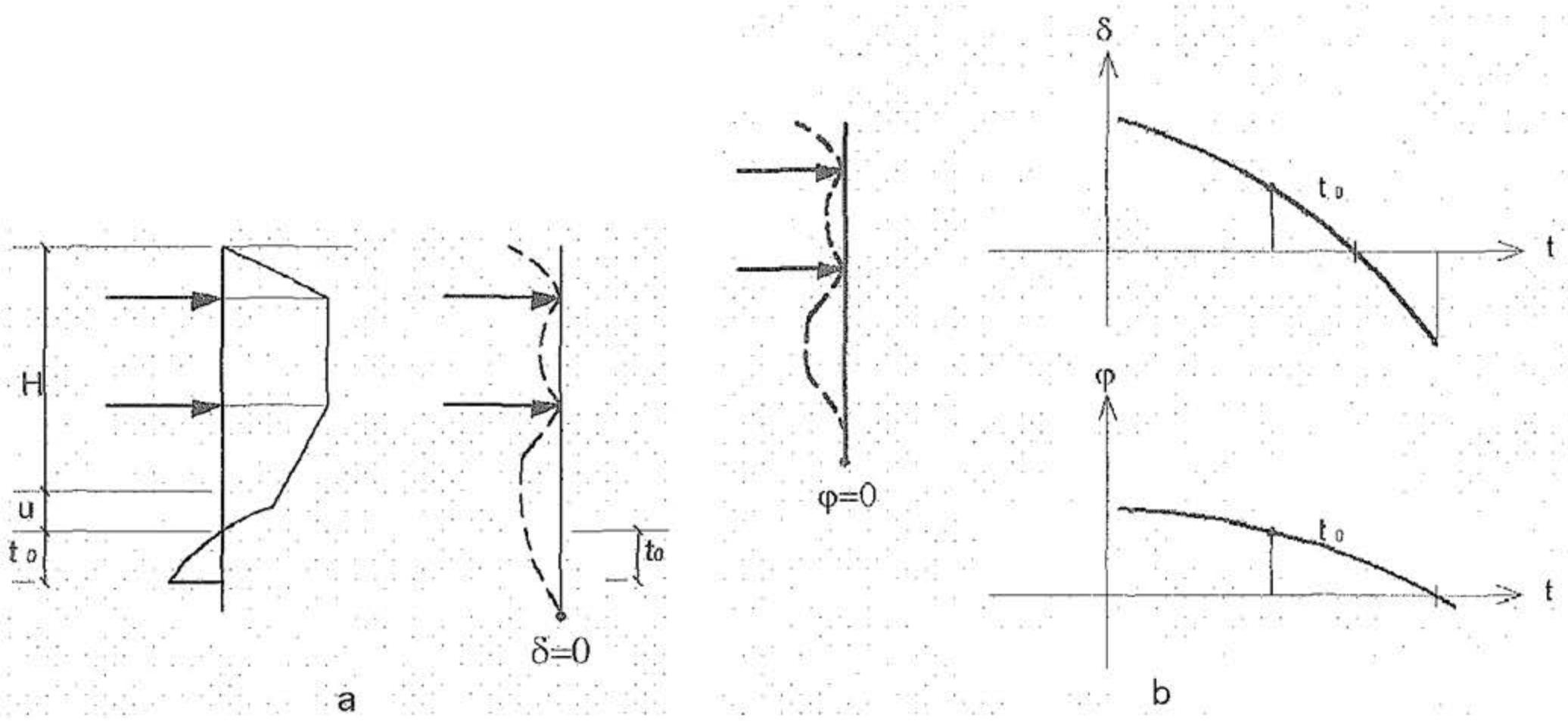


Fig. 11.76. Determinarea adâncimii de încastrare t (NP 124)

Astfel, în cazul în care peretele se consideră rezemat în teren, situaţie care apare în cazul unor terenuri moi sau afânate, condiţia este ca valoarea deformaţiilor capabile să fie zero, Fig. 11.76.a. Dacă se consideră capătul peretelui încastrat în teren, se pune condiţia ca rotirea capabilă a peretelui să fie zero, Fig. 11.76.b. Această condiţie poate să apară numai pentru pământuri necoezive cu îndesare medie sau pentru pământuri coezive plastic consistente-tari.

12. EPUIZMENTE

12.1. Consideraţii generale

Măsurile pentru îndepărtarea apei, pentru asigurarea stabilităţii taluzelor şi a fundului săpăturii pot fi grupate astfel:

a. **Epuizmente directe**, care constau din pomparea directă a apei din groapa de fundaţie. Se folosesc atunci când afluxul de apă subterană este mic, când diferenţele de nivel între nivelul apei subterane şi fundul săpăturii sunt mici şi când sub fundul săpăturii nu există un strat permeabil sub presiune care să pună în pericol stabilitatea săpăturii, Fig. 12.1.

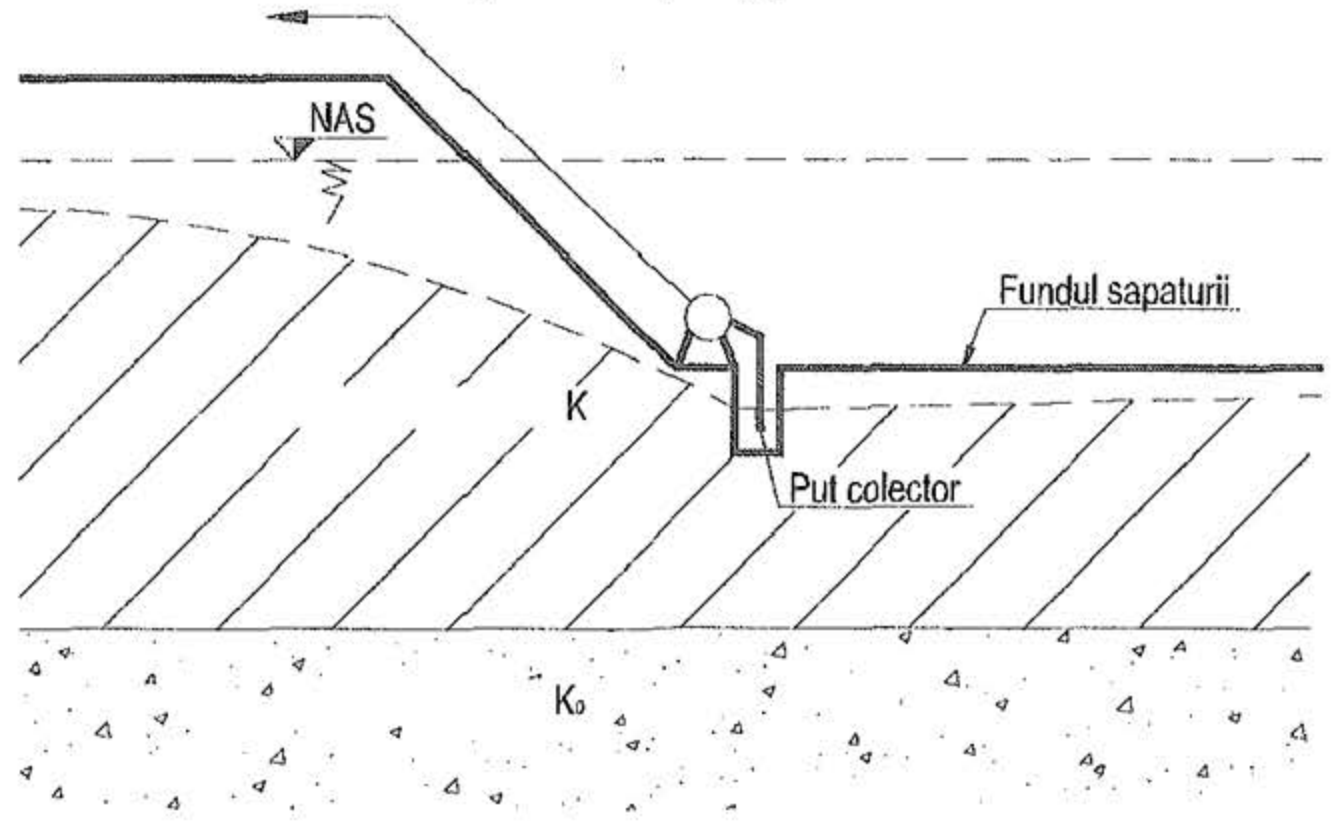


Fig. 12.1. Strat permeabil sub presiune

b. **Epuizmente indirecte**, care constau în coborârea nivelului apei subterane cu ajutorul unor puţuri filtrante sau filtre aciculare, Fig. 12.2., amplasate în afara conturului săpăturii. Metoda asigură lucrul în uscat şi poate fi aplicată în condiţii hidrogeologice mai complicate şi pentru depresionări Δw mai mari. În cazul stratificaţiei neomogene, eficienţa maximă se obţine în cazul introducerii filtrelor în stratele cu permeabilitate mai mare.

Alegerea modului de execuţie a epuizmentelor depinde de situaţia hidrogeologică. În principiu, din motive economice se va da prioritate, atunci când este posibil, evacuării directe a apei din groapa de fundaţie.

Orientativ se pot folosi următoarele criterii, în funcţie de permeabilitatea terenului:

$K=10^{-9}\ m/s$ - afluxul de apă este neglijabil,

$K=10^{-9}...10^{-7}\ m/s$ - epuizmente directe prin pompare intermitentă,

$K=10^{-7}...10^{-4}\ m/s$ - epuizmente directe sau filtre aciculare,

$K=10^{-4}...10^{-1}\ m/s$ - epuizmente directe sau puţuri filtrante,

$K>10^{-1}$ - evacuarea nu este posibilă decât pentru debite mici, sunt necesare măsuri de creare a unor incinte impermeabile (palplanşe, piloţi secanţi, chesoane).

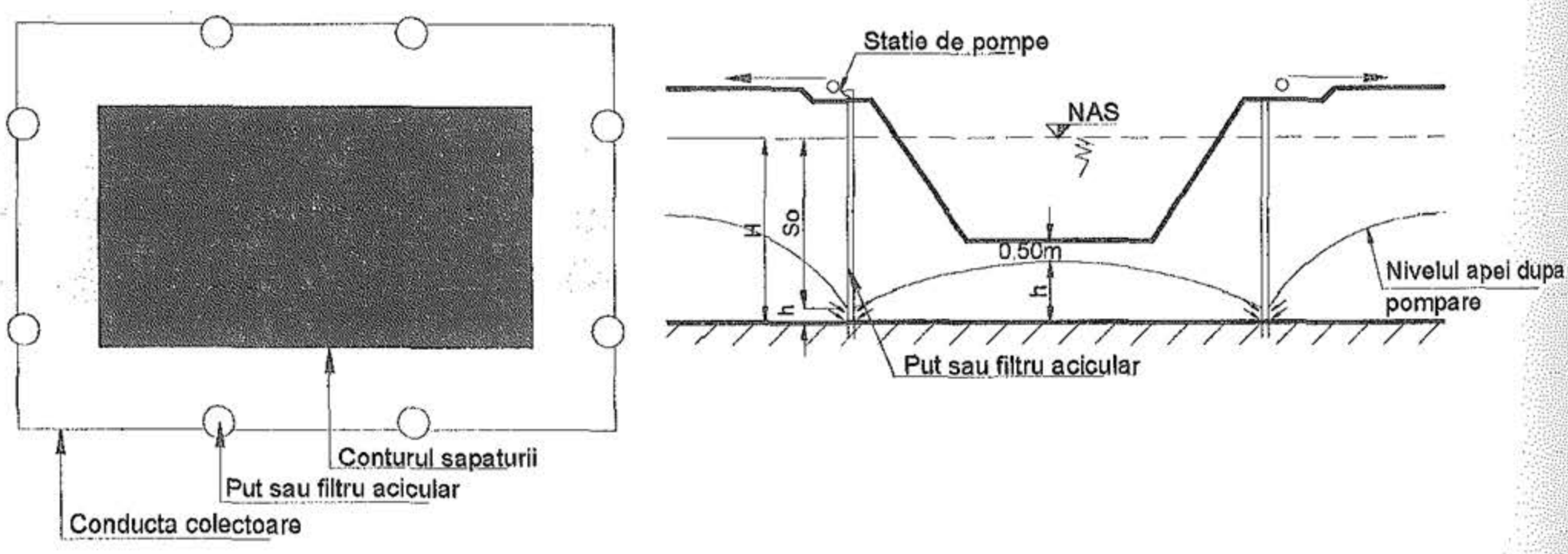


Fig. 12.2. Epuizment indirect

12.2. Epuizmente directe

La executarea epuizmentelor directe se vor avea în vedere următoarele consideraţii.

Pe măsură ce cota săpăturii coboară sub nivelul apei subterane, excavaţiile trebuie protejate cu ajutorul unor reţele de şanţuri de drenaj care captează apa şi o dirijează spre puţurile colectoare de unde este evacuată prin pompare. Şanţurile se adâncesc pe măsura avansării săpăturii sau se realizează reţele de drenaj la nivelele succesive ale săpăturii. Reţeaua de drenaj şi poziţia puţurilor colectoare trebuie astfel amplasate încât să asigure colectarea apei pe drumul cel mai scurt, fără a împiedica execuţia fundaţiilor. Adâncimea straturilor de drenaj-colectare este de obicei de 0,5 -1 m, în funcţie de caracteristicile pământului şi condiţiilor de drenaj. Adâncimea puţurilor colectoare va fi de cel puţin un metru de la fundul săpăturii şi secţiunea lor suficient de mare pentru a permite amplasarea sorburilor şi măsurilor de asigurare a stabilităţii pereţilor.

În cazul unui aflux de apă foarte mare şi a unor pământuri cu particule fine, se va construi pe fundul puţului un filtru invers, pentru a preîntâmpina fenomenul de afuiere.

Evacuarea apelor din groapa de fundaţie se face prin pompare directă. La pregătirea lucrărilor de pompare a apei trebuie avute în vedere următoarele:

– numărul şi tipul de pompe întrebuinţate pentru pompare se va stabili în funcţie de debitul apei de infiltraţie, adâncimea gropii de fundaţie şi distanţa la care trebuie pompată apa,

– în loc de o singură pompă cu debit mare, este preferabil utilizarea mai multor pompe cu debit mic.

La alegerea tipurilor de pompe se va ţine seama că este preferabil a utiliza:

– pompe centrifuge, în cazul apelor curate sau puţin murdare,

– pompe cu diafragmă, în cazul apelor murdare care antrenează nămolul sau chiar nisip.

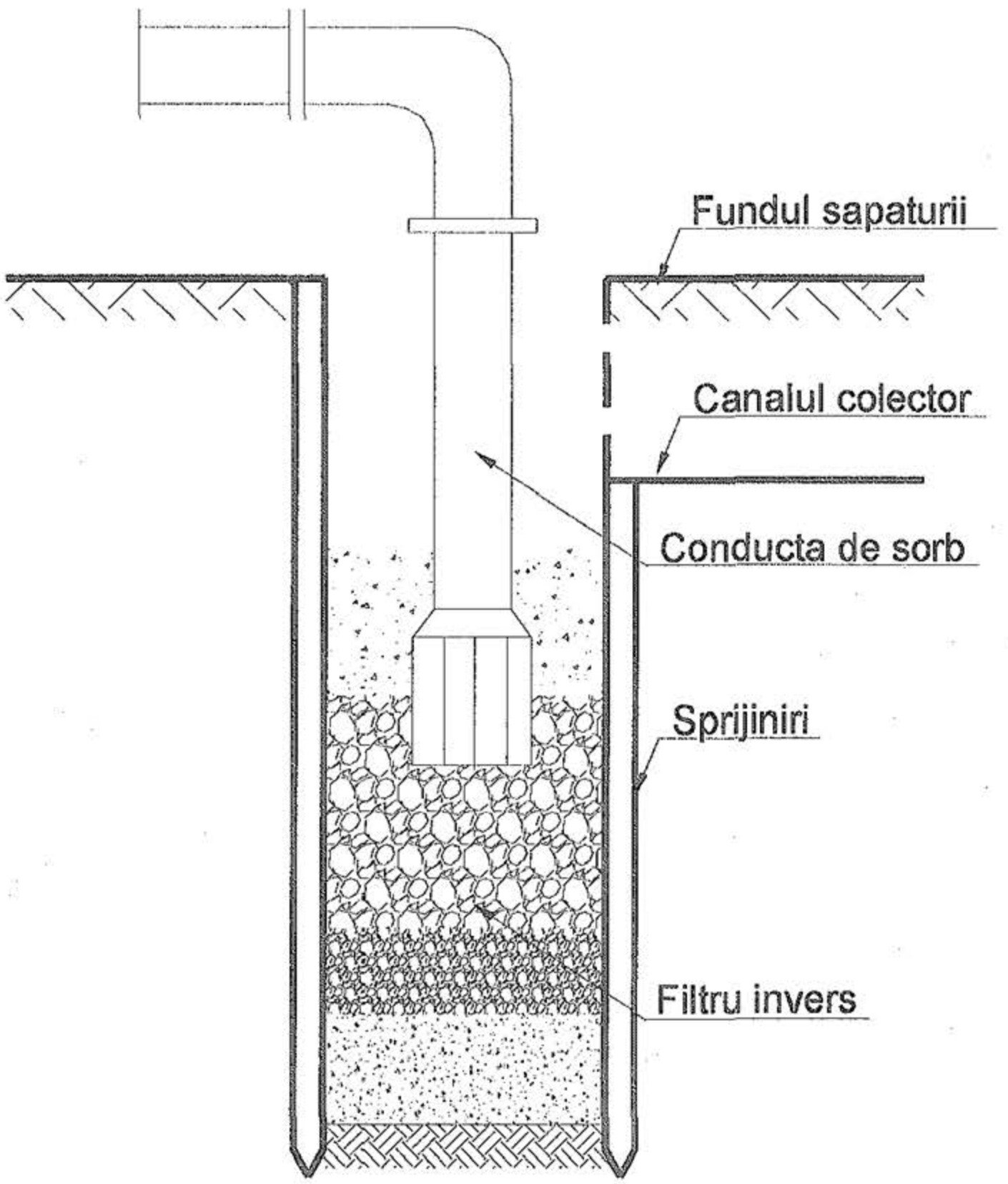


Fig. 12.3. Puț colector

Puterea pompelor trebuie verificată prin încercări de pompare. Pentru un calcul prealabil, se consideră că pe $1\,m^2$ de suprafaţă a fundului gropii, debitul de apă este:

- la nisipuri fine: $0{,}16\,m^3$ /h
- la nisipuri mijlocii: $0{,}24\,m^3$ /h
- la nisipuri mari: $0{,}20\text{-}0{,}36\,m^3$ /h
- la nisipuri fisurate: $0{,}15\text{-}0{,}25\,m^3$ /h

În toate cazurile debitul total al pompelor instalate trebuie să asigure de 1,5 ori debitul necesar rezultat din calcul pentru ca, în cazul defectării unei pompe, epuizmentele să poată continua cu randamentul necesar.

Capacitatea de pompare se definitivează în timpul exploatării. Este indicat să se aibă în vedere de la început că debitul pompat poate depăşi de 2-3 ori prevederile de calcul. Se recomandă ca la prima instalare să se aibă în vedere un debit egal cu aproximativ 1,5 ori debitul de calcul.

Apa pompată din săpătura de fundaţie trebuie evacuată cât mai departe, pentru a nu se infiltra din nou în groapa de fundaţie.

Debitul de pompare va fi :

$$Q = 2{,}5 \cdot K_h \cdot h \cdot \sqrt{S} \qquad (12.1)$$

unde S – este suprafața umedă a excavației,
h – înălțimea de apă pe baza săpăturii,
K_h – permeabilitatea pe orizontală a pământului.

În cazul în care folosim epuizmentele direct din groapa de săpătură este obligatoriu să se facă și verificarea la acţiunea apei în mişcare asupra pământului de la talpa săpăturii.

Verificările care se fac sunt:

a. Verificarea la rupere hidraulică, adică a ridicării terenului datorită împingerii apei , conform SR EN 1997-1 (Verificarea UPL)

Calculul la stabilitate a terenului la rupere hidraulică consideră stabilitatea unui volum de pământ cu lăţimea egală cu jumătate din înălţime, Fig. 12.4.

Verificarea trebuie să satisfacă relaţia:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \qquad (12.2)$$

Verificarea este explicată în Capitolul 2.

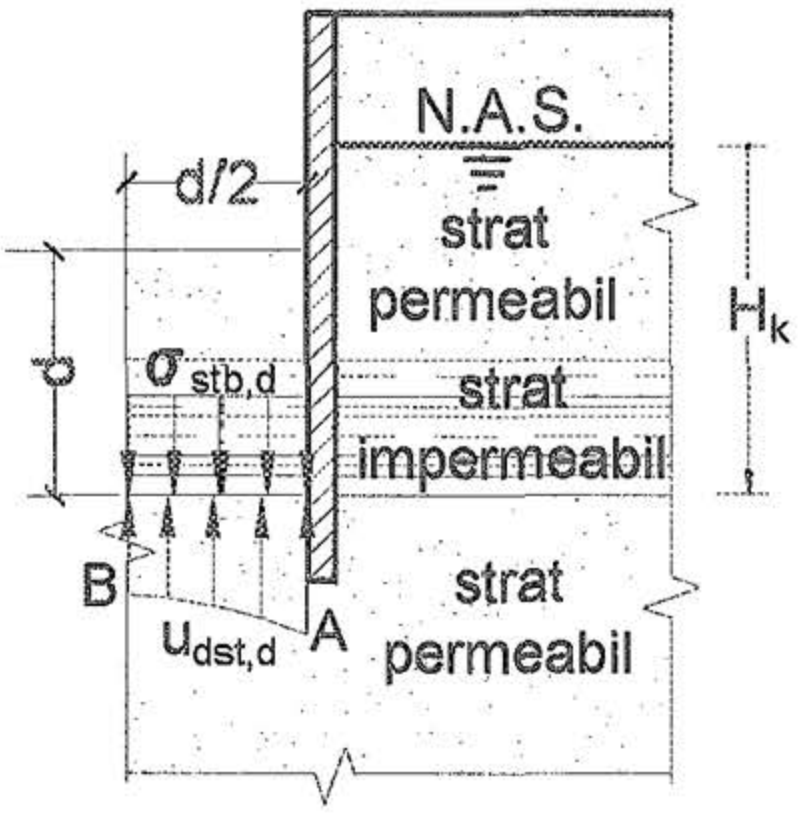


Fig. 12.4. Verificarea UPL

b. Verificarea la antrenare hidrodinamică (afuiere) a fundaţiei săpăturii, conform SR EN 1997-1 (Verificarea HYD), Fig. 12.5.

Aceasta este o eroziune internă şi se manifestă prin pierderea totală a capacităţii portante a nisipului care devine afânat din cauza antrenării particulelor de către curentul de apă.

Condiţia generală de apariţie a fenomenului de antrenare hidrodinamică este:

$$i > i_{cr} \tag{12.3}$$

unde: i - gradientul hidraulic (panta hidraulică),

i_{cr} - gradientul hidraulic critic a cărui valoare poate fi considerată $i_{cr} = \dfrac{\gamma'}{\gamma_w}$.

Valorile gradientului hidraulic i_{cr} pot fi adoptate din lucrarea (Stanciu, 2006).

Verificarea impune satisfacerea relaţiei:

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \tag{12.4}$$

Ea poate fi exprimată prin eforturi totale sau efective (submersată).Termenii inegalităţii se pot evalua conform Capitolului 2.

Soluţia de împiedicare a apariţiei fenomenului de antrenare dinamică constă în diminuarea presiunii apei din pori şi împiedicarea particulelor de a se antrena în mişcare. Metoda cel mai des utilizată este cea cu filtru invers. Acestea sunt realizate din materiale granulare filtrabile aşezate în mai multe straturi, având particulele cele mai mici în contact cu pământul care este protejat.

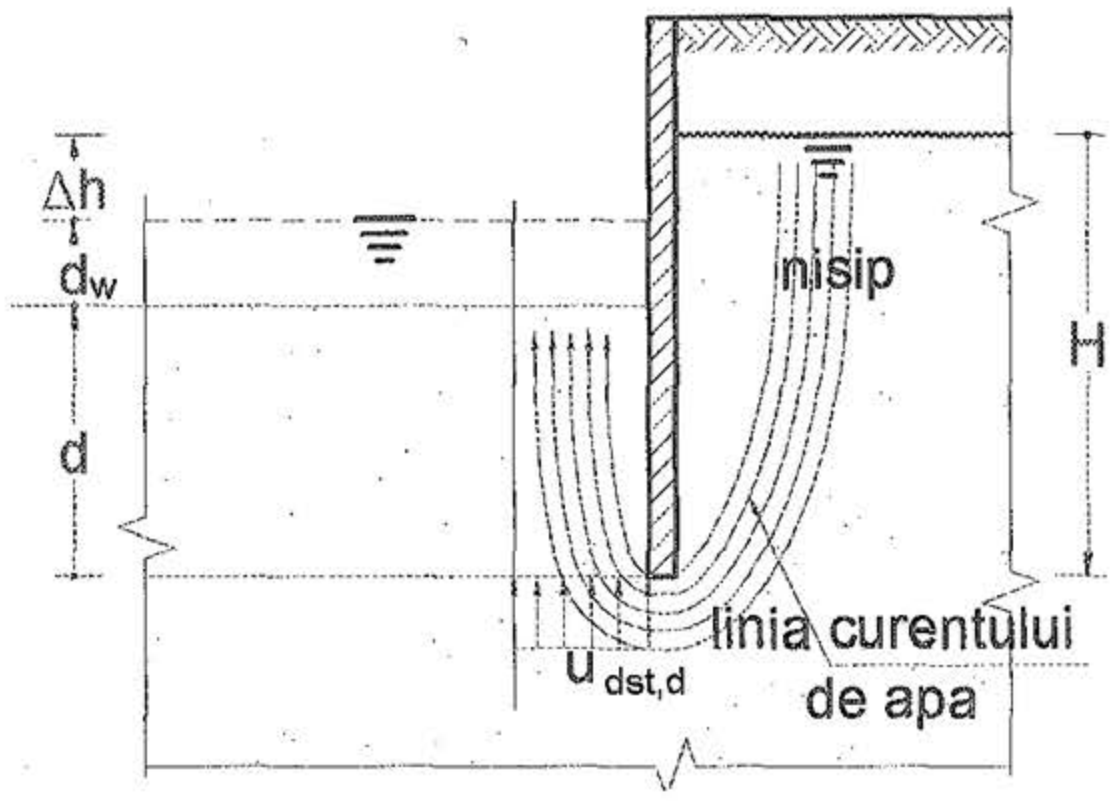


Fig. 12.5. Verificarea HYD

Pentru a satisface condiţiile de stopare a fenomenului de antrenare hidrodinamică, regula de rezolvare a filtrelor este dată prin condiţiile, Fig. 12.6:

$$d_{15F} < (4 \div 5) \cdot d_{15P}$$
$$d_{15F} < (4 \div 5) \cdot d_{85p} \qquad (12.5)$$

unde: d_{15F} - diametrul corespunzător la 15% de pe curba granulometrică a materialului din filtru,

d_{15p} - diametrul corespunzător la 15% de pe curba granulometrică a pământului protejat,

d_{85p} - diametrul corespunzător la 85% de pe curba granulometrică a pământului protejat.

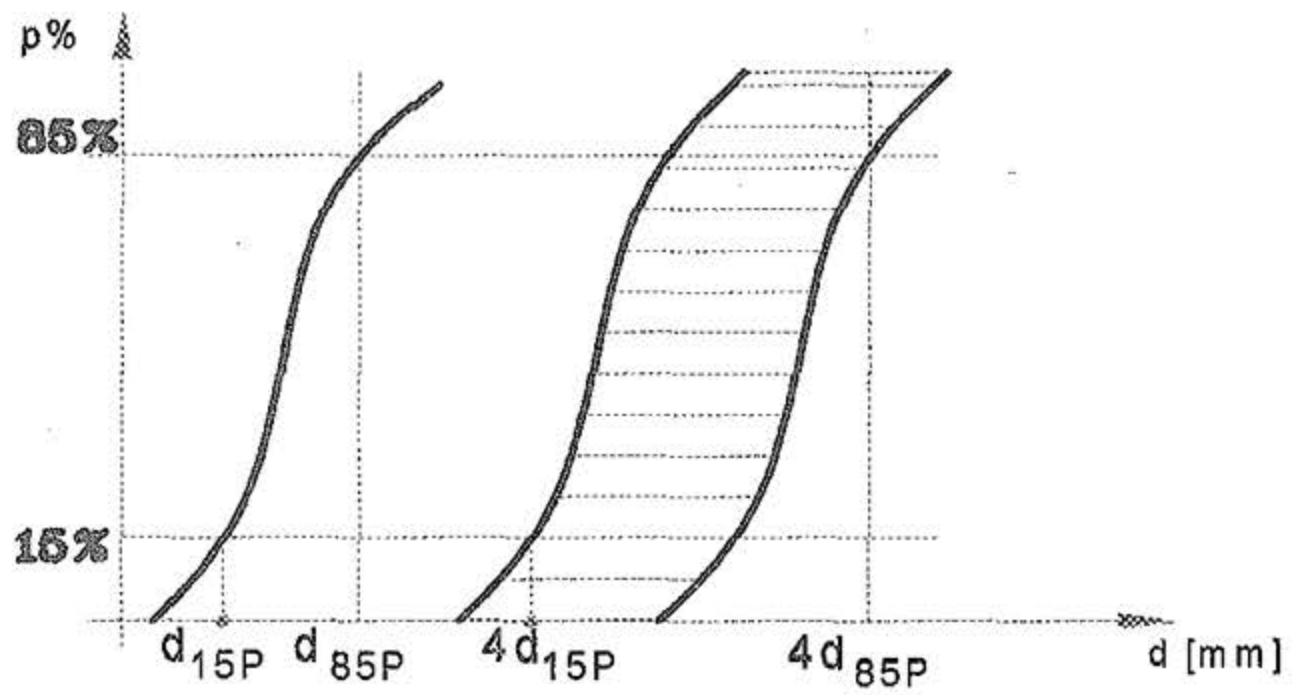


Fig. 12.6. Regula de dimensionare a filtrului invers de balast

În momentul de faţă filtrele inverse pot fi înlocuite de materiale geotextile compuse, Fig. 12.7.

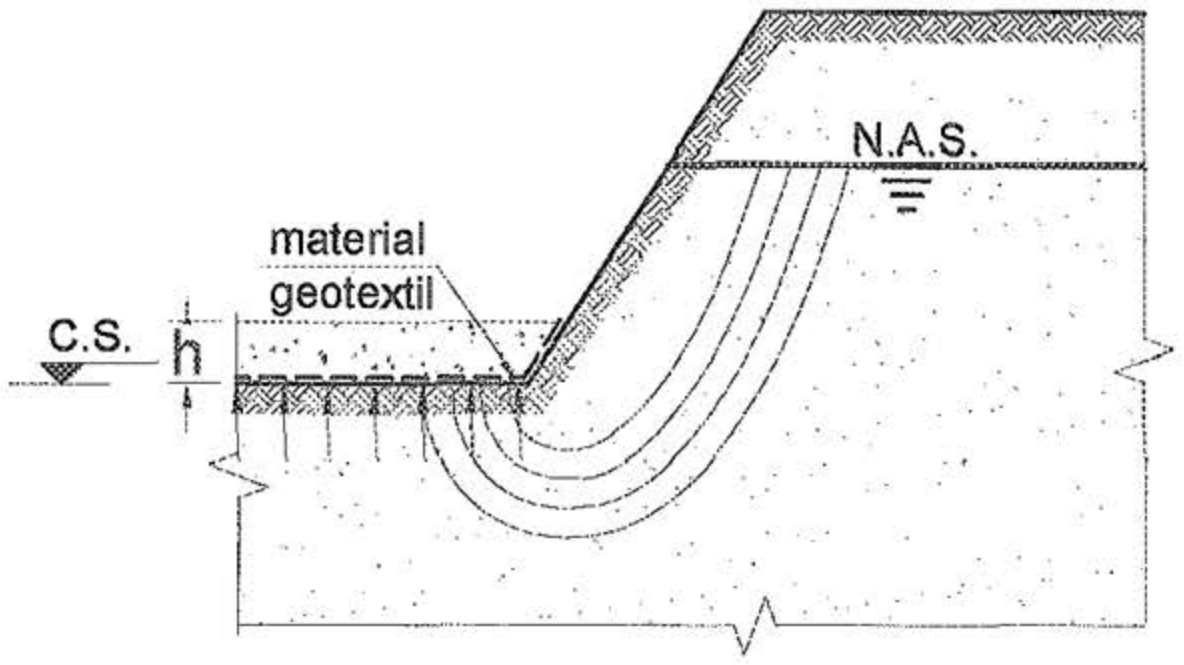


Fig. 12.7. Efectul filtrului invers asupra fenomenului de antrenare hidrodinamică

Curgerea apei prin pământ poate provoca de asemenea sufoziune. Sufoziunea se manifestă prin transportul de particule fine prin spaţiile inter granulare fără ca structura generală a terenului să fie modificată. O fracţiune transportată mai mică de 3% se consideră că nu afectează stabilitatea terenului.

12.3. Epuizmente indirecte

Epuizmentele indirecte se execută în diverse sisteme, ca puţuri filtrante sau filtre aciculare. Ambele se amplasează în afara conturului excavaţiei, pe unul sau mai multe rânduri, în funcţie de caracteristicile hidrogeologice şi de denivelare ce trebuie realizate. Aceste instalaţii pot realiza de obicei o coborâre a nivelului apei subterane de 4 - 5m. Dacă este necesar să se facă o coborâre a nivelului apelor mai mare, atunci filtrele se așează etajat pe două nivele.

Puţurile filtrante de diametru mare se execută în foraje tubate Ø200 - 600mm, Fig. 12.8. În interior se introduce o coloană metalică sau din material plastic Ø 150-300mm, prevăzute cu fante pe înălţimea de captare a apei şi învelită cu o plasă metalică subţire sau cu material filtrant geotextil. În cazul în care nu se utilizează geotextile între coloana de foraj şi coloana filtrantă se toarnă, pe măsura extragerii coloanei de foraj un material filtrant, din nisip şi pietriş, într-un strat sau din 2 - 3 straturi concentrice, astfel încât să fie îndeplinite regulile filtrelor inverse. În partea superioară, de deasupra tronsonului cu fante, umplerea interspațiului se face cu material local.

În interiorul coloanei filtrante se introduce coloana de absorbţie prevăzută cu sorb, clapetă sau pompă submersibilă, precum şi eventualele instalaţii de automatizare şi reglaj.

În cazul utilizării staţiilor de pompare este necesar să se prevadă între una sau mai multe staţii de pompare, la fiecare treaptă de pompare, vane de reglaj a debitului la fiecare puţ şi sisteme de dezaerare, pompe de vid etc., pentru asigurarea unei bune funcţionări a instalaţiei.

Distanţa dintre puţuri şi adâncimea lor rezultă din calcul. În practică, puţurile au de obicei 8 - 10m adâncime şi sunt la distanţe de 5 - 15m, denivelarea obţinută de o treaptă de pompare fiind de 2 - 5m, în funcţie de caracteristicile hidrogeologice.

În situaţii speciale şi în anumite condiţii hidrogeologice se folosesc puţuri de mare adâncime şi cu diametru mare, putându-se realiza denivelări care depăşesc 10 - 20m, cu pompe submersibile sau cu sisteme de ejecţie cu transmisie sonică etc.

Pentru calculul epuizmentelor se foloseşte teorema suprapunerii efectelor tuturor puţurilor, stabilită cu ajutorul relaţiilor de calcul care dau denivelarea în funcţie de debit şi de caracteristicile hidrogeologice şi cele geometrice ale puţurilor. În mod curent se utilizează relaţiile de calcul de tip Dupuit.

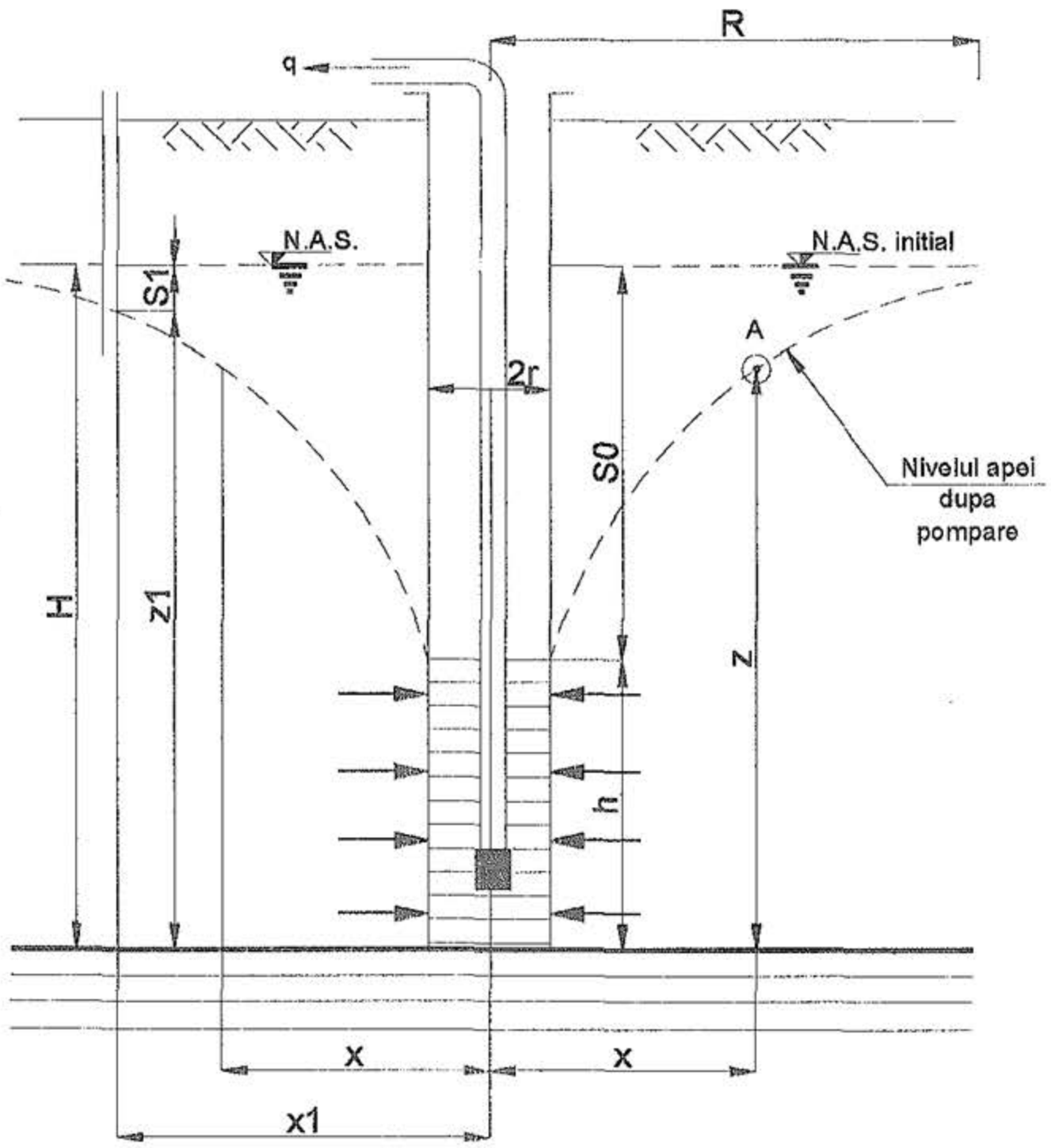


Fig. 12.8. Puţ filtrant

În cazul puţului perfect, coborât până la solul impermeabil, Fig. 12.8. ecuaţia suprafeţei denivelate a pânzei de apă subterane este:

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} \ln \frac{x}{r} \qquad (12.6)$$

unde: q - debitul unitar care se infiltrează în puţ, [m^3 / sec];

r - raza puţului, [m],

h - nivelul apei în puţ, [m],

k - coeficient de permeabilitate, [m/sec],

z - nivelul apei la distanţa x faţă de axa puţului, [m].

La distanţa R de axa puţului, denumita raza de influenţă, efectul pompării încetează să se resimtă, pânza de apă găsindu-se la nivelul iniţial:

Înlocuim: $x=R$ şi Z=H în relaţia (12.6.) şi rezultă:

$$q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{r}} (H^2 - h^2) \qquad (12.7)$$

Dacă notăm: $h = H - S_0$ şi $S_0 = H - h$, obţinem

$$q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{r}} (2H - S_0)S_0 \qquad (12.8)$$

unde: S_0- denivelarea produsă în dreptul puţului (m).

Distanţa R se stabileşte cu relaţia experimentală :

$$R = 3000 S_0 \sqrt{k} \qquad (12.9)$$

unde: S_0 se exprimă în metri, iar k în m/sec.

Experimental s-a stabilit că pomparea se poate efectua doar dacă gradientul hidraulic ce se realizează la intrarea apei în puţ nu depăşeşte valoarea:

$$i_{\max} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \qquad (12.10)$$

Înlocuind această valoare a gradientului în legea lui Darcy ($q = a \cdot k \cdot i$) se obţine următoarea relaţie pentru debitul maxim ce se poate extrage dintr-un puţ:

$$q_{\max} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot \frac{k}{15\sqrt{k}} \quad [m^3 / \text{sec}] \qquad (12.11)$$

Relaţia de mai sus, stabilită pentru pomparea dintr-un puţ a fost extinsă şi pentru cazul pompării din mai multe puţuri, admiţând că acestea s-ar dispune pe perimetrul unui cerc de rază R_1 şi efectul lor cumulat este egal cu cel al unui puţ fictiv de rază R_1 şi având aceeaşi rază de influenţă R

cu puţul izolat, Fig.12.9. În acest fel se obţine debitul total Q necesar pentru obţinerea denivelării S_0:

$$Q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{R_1}} (2H - S_0) S_0 \qquad (12.12)$$

Numărul de puţuri rezultă din relaţia:

$$n = \frac{Q}{q_{\max}} \qquad (12.13)$$

În mod obişnuit, puţurile filtre se amplasează la distanţe de 5 – 6m, unul faţă de altul.

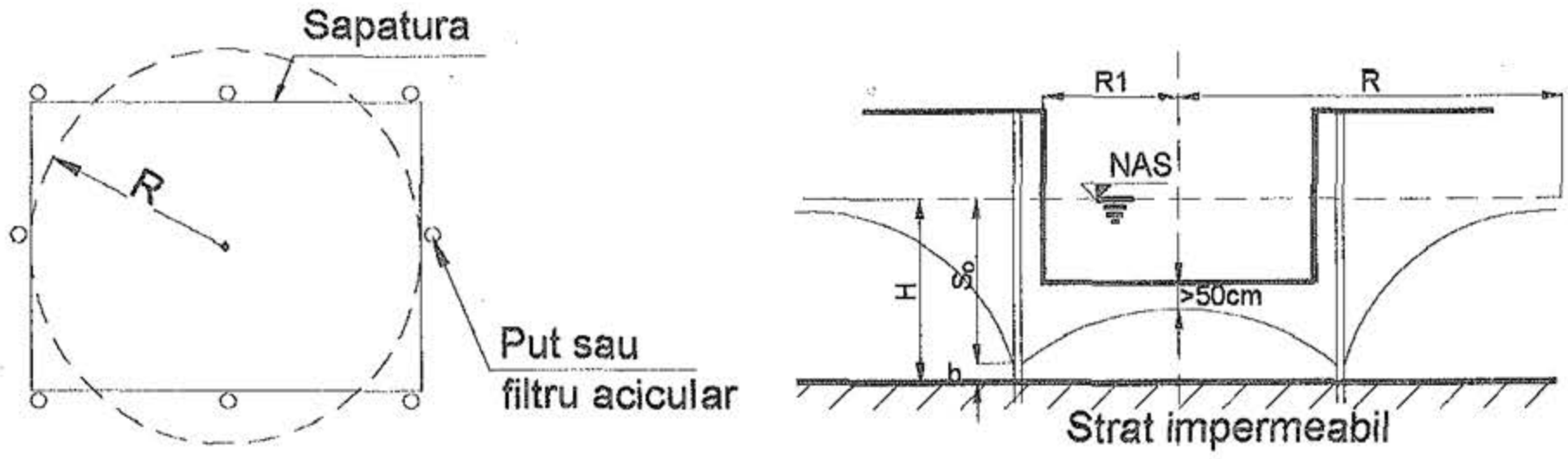


Fig. 12.9. Pompare din mai multe puţuri

În cazul puţurilor imperfecte, Fig. 12.10, care nu străbat întreaga grosime a stratului acvifer, debitul necesar a fi evacuat pentru a se obţine denivelarea s_0 este cu cca. 20% mai mare decât cel rezultat din calcul.

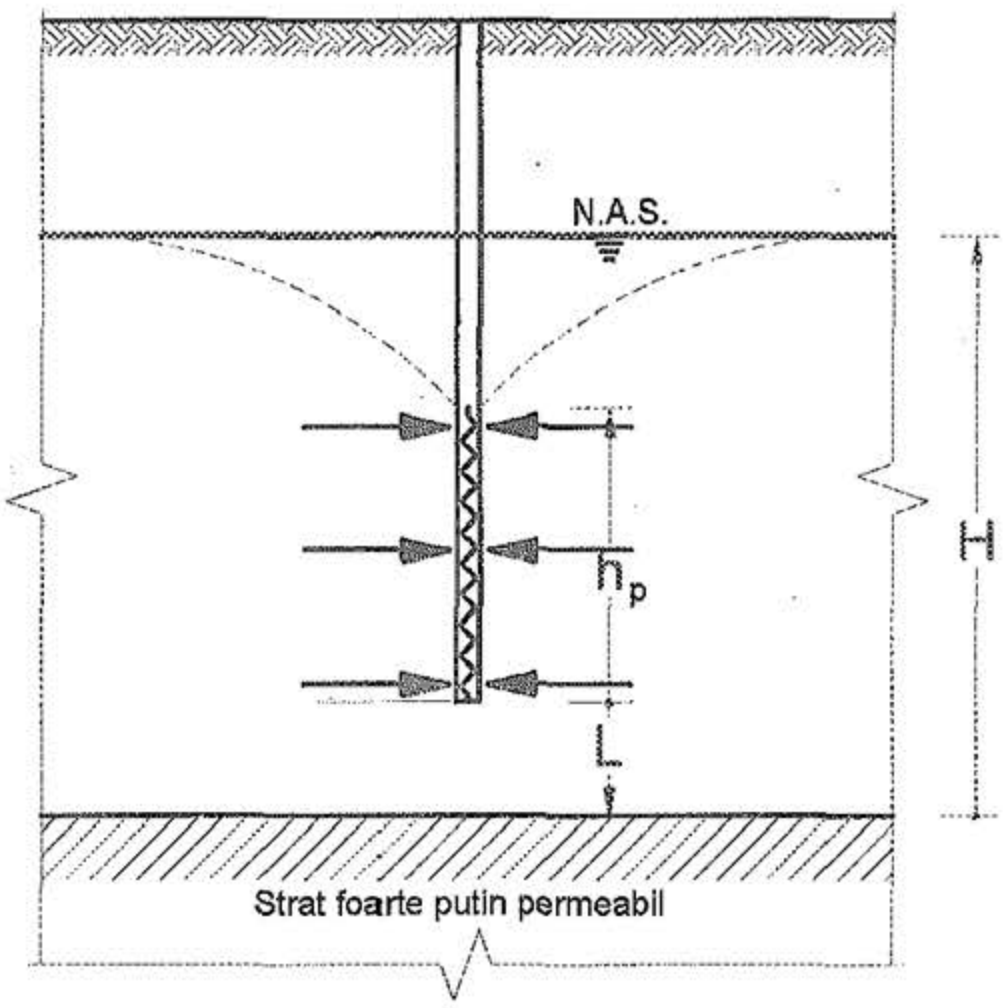


Fig. 12.10. Puţ imperfect

Debitul apei se calculează cu relaţia:

$$Q = \frac{\pi \cdot k_n}{\ln\left(\frac{R_a}{r_p}\right)} \cdot \left[(H-l)^2 - h_p\right] \cdot \left[1 + \left(\frac{0{,}3 \cdot 10 \cdot r_p}{H}\right) \cdot \sin\left(1.8 \cdot \frac{L}{H}\right)\right] \quad (12.14)$$

În terenuri cu infiltraţii puternice de apă, este necesar să se ia măsuri speciale de închidere a stratului prin pereţi de palplanşe, ecrane de beton, voaluri de injecţie sau folosirea excavaţiei sub apă, a chesoanelor deschise, cu aer comprimat etc.

12.4. Filtre aciculare

Filtrele aciculare sunt puţuri de diametru mic (Ø7,5 - 10cm). Filtrele cu partea inferioară găurită pe 1...2m şi înfăşurată într-o pânză de sârmă de cupru, se înfig de obicei prin jet de apă la 10-12 m adâncime. Sub greutatea proprie filtrele se racordează la staţii de pompare cu vacuum. Prin închiderea de la partea superioară se realizează un efect de sucţiune în întreaga masă a acviferului, fapt care sporeşte eficienţa pompării chiar la pământuri cu permeabilitate mică, cum sunt nisipurile fine şi pământurile prăfoase. În pământuri tari înfigerea poate fi realizată prin batere sau vibrare.

În condiţiile normale se pot realiza depresionări de 4-5 m la o treaptă de filtru acicular, distanţa dintre filtre fiind în general de 1-5 m.

Dimensionarea instalaţiei de epuizmente cu filtre aciculare se face prin formule empirice, conform instrucţiunilor de exploatare ale tipului respectiv de utilaj.

Notând cu l_0 lungimea filtrului prin care este posibilă intrarea apei, cu l_c lungimea tubului colector care leagă *n* filtre aciculare aşezate la distanţa *2a* între ele şi este deservit de o instalaţie proprie de pompare, calculele de dimensionare ale unei instalaţii de filtre se efectuează după cum urmează:

Între debitul pompat şi coborârea nivelului inferior există relaţia, Fig. 12.11:

$$z_0 = H_p - h_{asp} + \zeta \cdot \frac{Q}{n \cdot F \cdot k} + 0.134 \cdot \eta \left(\frac{Q}{1000}\right)^2 \quad (12.15)$$

unde: z_0 - cota apei în filtru, după coborâre [m],

H_p - cota pompei de aspiraţie [m],

h_{asp} - înălţimea de aspiraţie [m],

Q - debitul pompat [m^3 / zi].

Se vor alege trei valori oarecare pentru care se vor determina valorile Z_0 corespunzătoare:

$$Q_1 = 3l / \sec = 259\ m^3 / zi,$$

$$Q_2 = 7l / \sec = 605\ m^3 / zi,$$

$$Q_3 = 9l / \sec = 777\ m^3 / zi,$$

k - coeficientul de permeabilitate al pământului [m/zi],

F - suprafaţa părţii filtrante a filtrului ($l_0 \cdot \pi \cdot d$) [m^2],

ς - (0.05...0.075)m,

η - coeficient de randament

$$\eta = 3827 \frac{a^2}{l_c^2} + l_c (0{,}0104 + \frac{0{,}00104}{a}) + 3{,}336 \qquad (12.16)$$

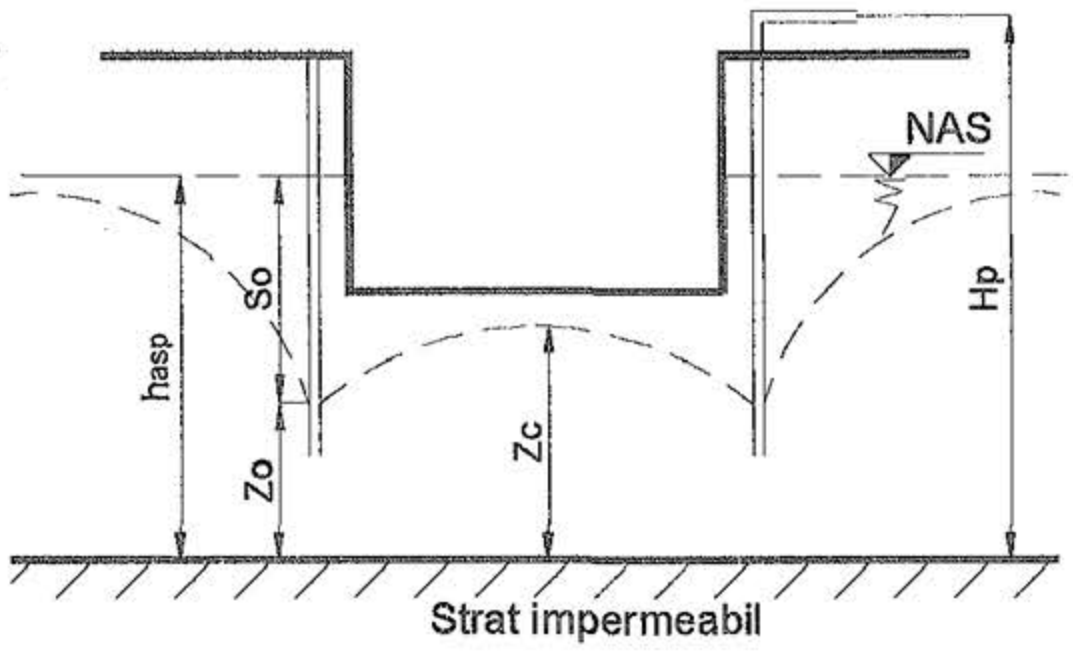


Fig. 12.11. Coborârea nivelului apei datorită filtrului

Într-o primă etapă se calculează cele trei valori ale lui Z_0 corespunzătoare debitelor Q_1, Q_2 *şi* Q_3 şi se trasează graficul $z_0 = f_1(Q_i)$ Fig. 12.12.

În etapa a doua se va determina relaţia dintre Q şi Z_0 pentru cele trei valori ale lui Z_0 calculate. În acest caz, pentru filtre aciculare pe două rânduri (pe două laturi ale săpăturii) relaţia de calcul este:

$$Q = kl_c \frac{H^2 - Z_0^2}{2R} \frac{2\overline{\beta}}{1 - \overline{\beta}} \qquad (12.17)$$

în care:

$$\overline{\beta} = \alpha \cdot \beta \qquad (12.18)$$

$$\alpha = \frac{1}{1+1{,}47\frac{Z_0}{R}\lg\frac{1}{\sin\frac{\pi l_0}{2z_0}}} \tag{12.19}$$

$$\beta = \frac{1}{1+1{,}47\frac{a}{R}\lg\frac{a}{\pi r}} \tag{12.20}$$

Pentru cele trei valori alese ale lui Z_0 se va obţine graficul de variaţie.

Cele două funcţii de variaţie $z_0 = f_1(Q)$ şi $Q = f_2(z_0)$ se trasează pe acelaşi grafic. Punctul de intersecţie reprezintă debitul Q şi nivelul Z_0 căutat.

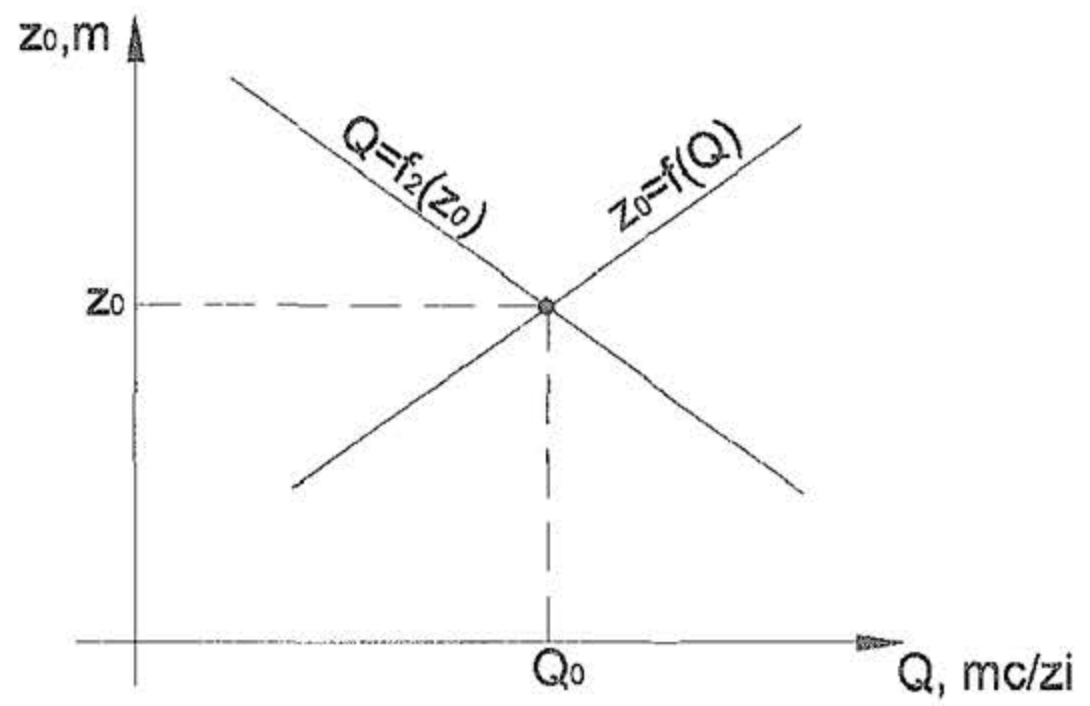


Fig. 12.12. Calculul valorii debitului Q

Nivelul apei sub axa săpăturii va fi:

$$Z_c = \sqrt{H^2 - \frac{2QR}{kl_c}} \tag{12.21}$$

în care raza de influenţă R se determină cu relaţia (12.9).

Distanţa între două filtre aciculare este de obicei cuprinsă între 1,5-2,0m.

12.5. Coborârea apei subterane cu ajutorul drenului

Poziţionarea drenului în jurul clădirilor are ca scop:

– evitarea modificării parametrilor geotehnici ai terenului de fundare datorită filtraţiei de apă,

– coborârea nivelului apei subterane în zona construită,

– captarea apelor de infiltraţie din jurul pereţilor subsolurilor,

– *eliminarea efectelor de subpresiune a apei asupra radierelor*, plăcilor de subsol.

Reţelele de drenuri care protejează construcţia sunt dispuse fie în vecinătatea pereţilor, Fig. 12.13., fie în amonte de acesta, atunci când avem curgere a apei subterane pe terenuri în pantă.

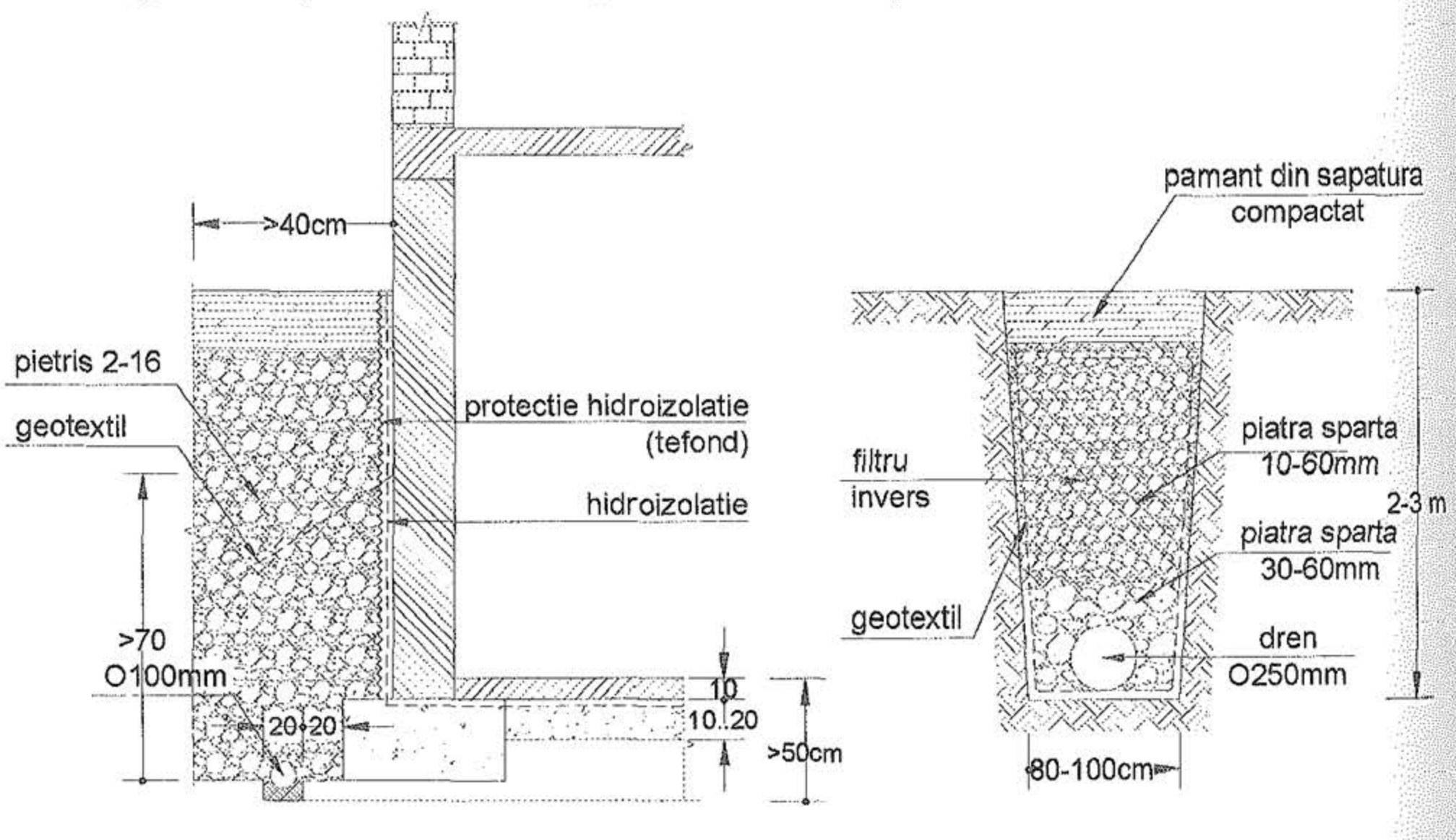


Fig. 12.13. Soluţii constructive pentru drenuri

În cazul în care fundația este rezemată pe un teren permeabil (nisip) este necesară descărcarea nivelului apei de sub talpa pardoselii spre drenul perimetral extern, Fig. 12.14.

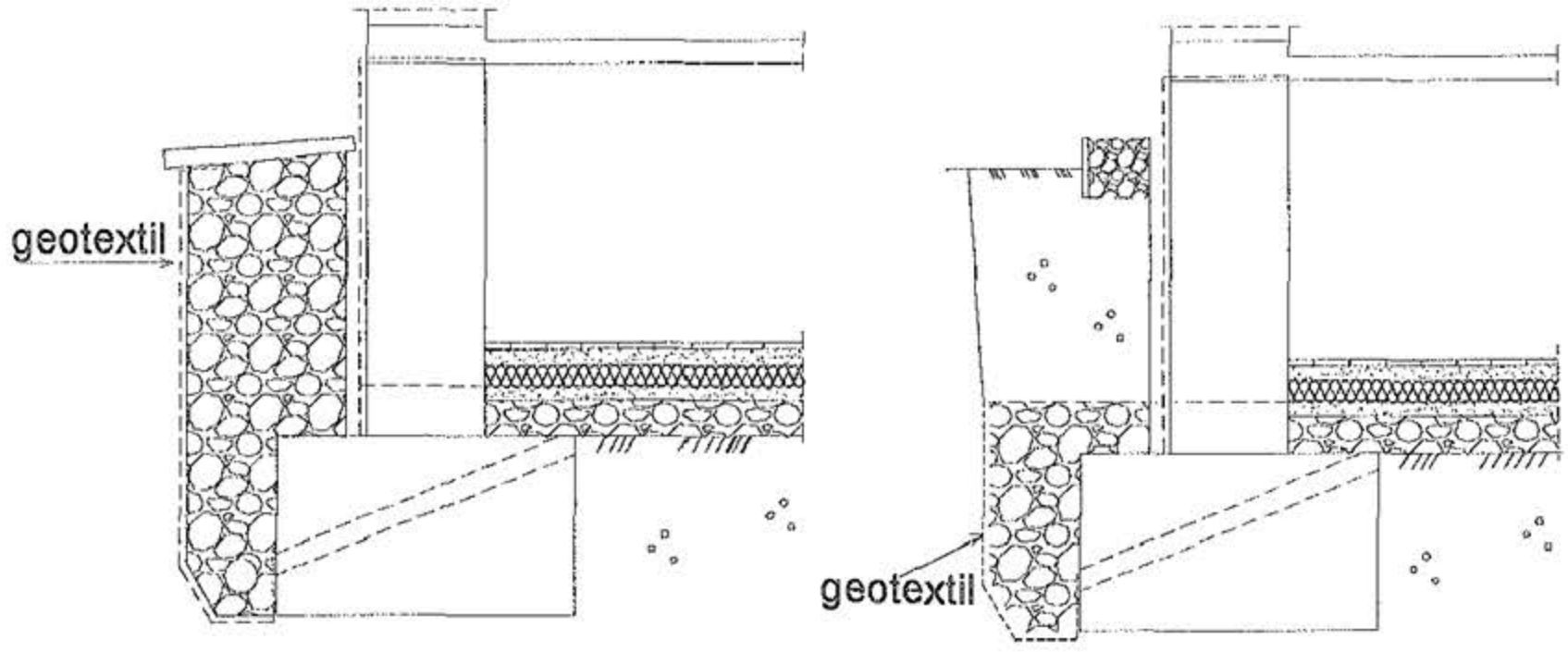


Fig. 12.14. Soluții de drenare a amplasamentului

În cazul în care drenurile au rol de interceptare a apei subterane ele se poziționează în vecinătatea clădirilor respectând regula $D \geq A + (5-10)cm$, Fig. 12.15.

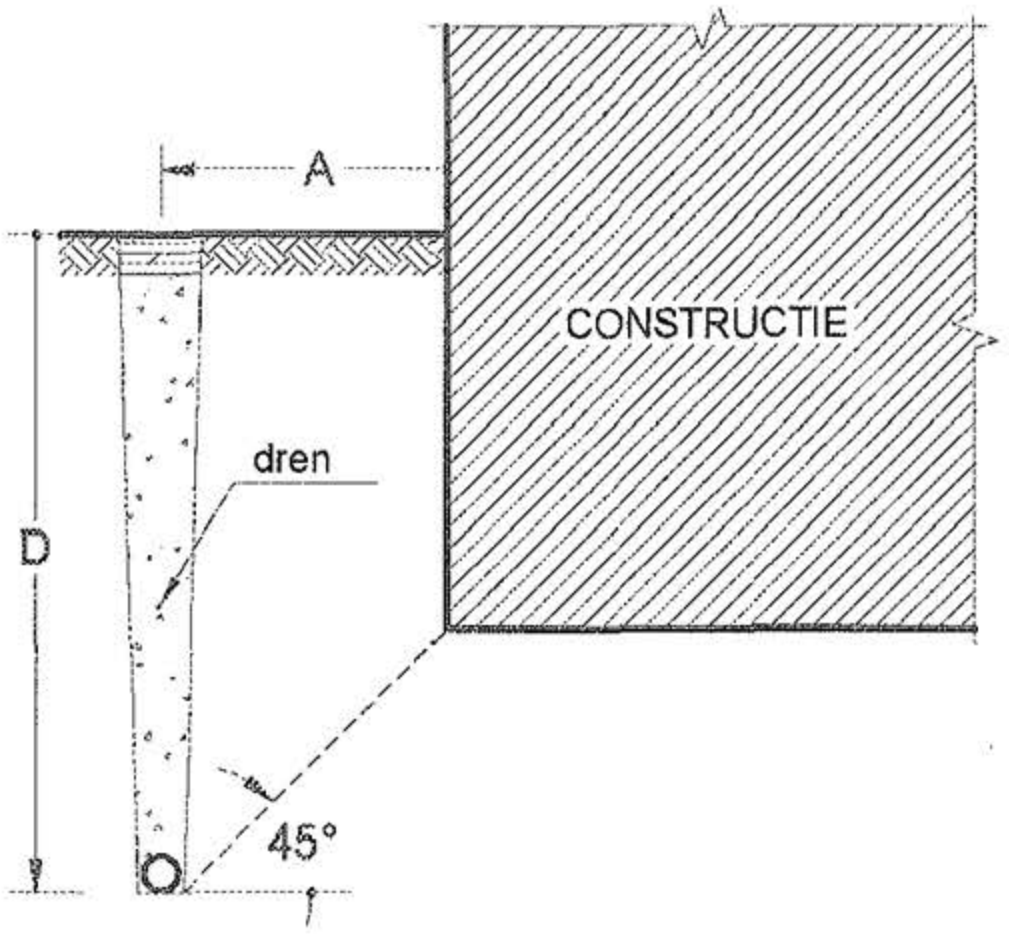


Fig. 12.15. Poziţia drenurilor faţa de construcţie

În general drenurile de interceptare se dispun în jurul clădirilor , la schimbări de direcţie amplasându-se cămine de vizitare, Fig. 12.16.

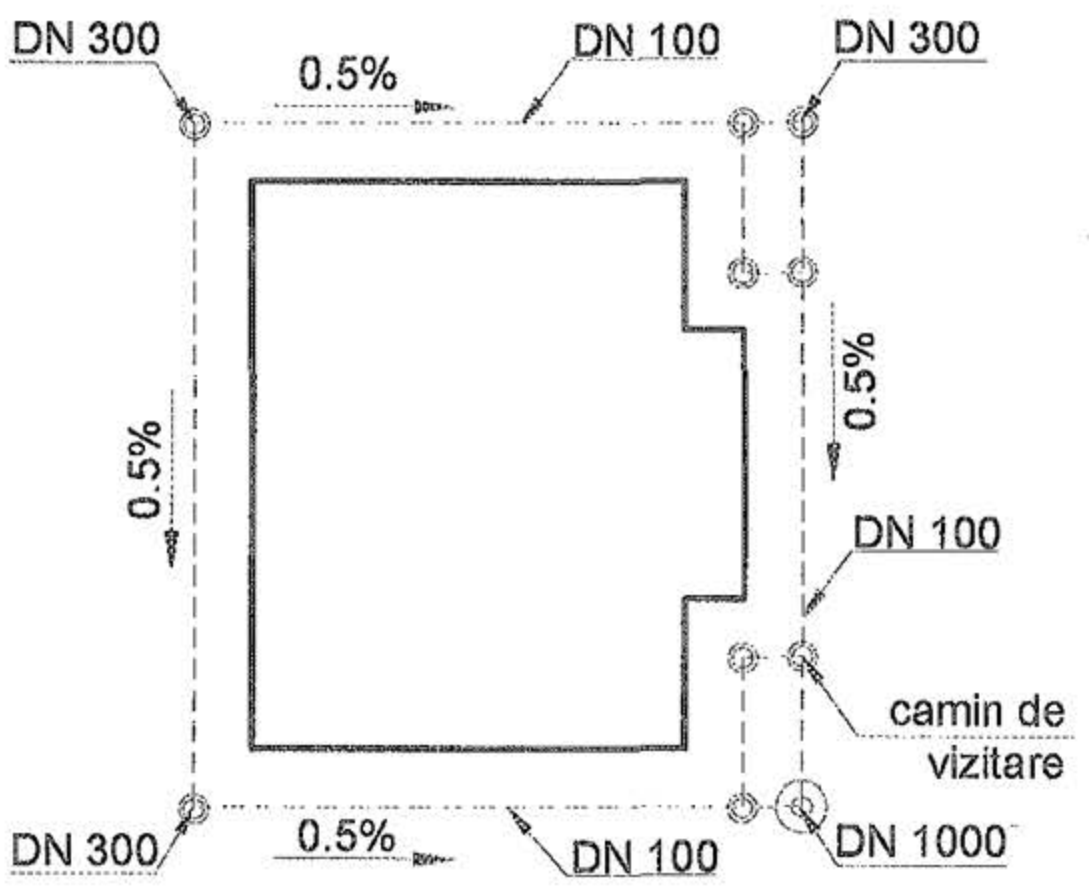


Fig. 12.16. Poziţia căminelor de vizitare

Diametrul drenului este în funcţie de cantitatea apei ce trebuie captată, iar panta lui trebuie să fie corespunzătoare unei scurgeri ≥3mm/min.

Drenurile sunt alcătuite din tuburi de ceramică, beton prefabricat sau tuburi PVC aşezate cap la cap şi perforate la partea superioară.

Apele colectate în dren sunt evacuate prin tuburi de scurgere la debuşee sigure, sau după caz într-un puţ pierdut. Diametrul tuburilor de dren utilizate sunt cuprinse între 10-25 cm.

În cazul în care se dispun drenurile pentru stabilizarea unor alunecări de teren poziţionarea lor trebuie să se facă astfel încât ele să descarce infiltraţiile de apă din zona alunecată, Fig. 12.17.

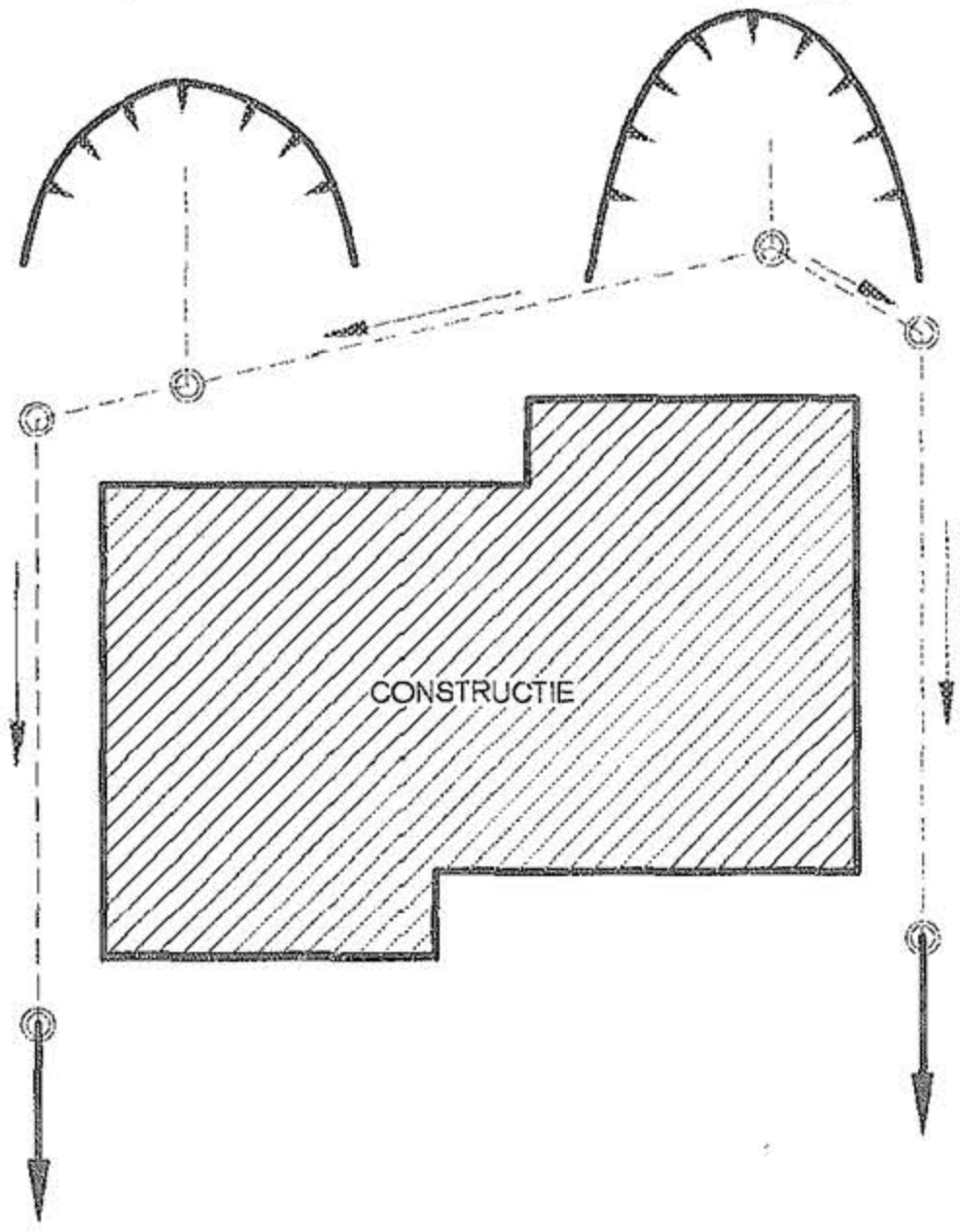
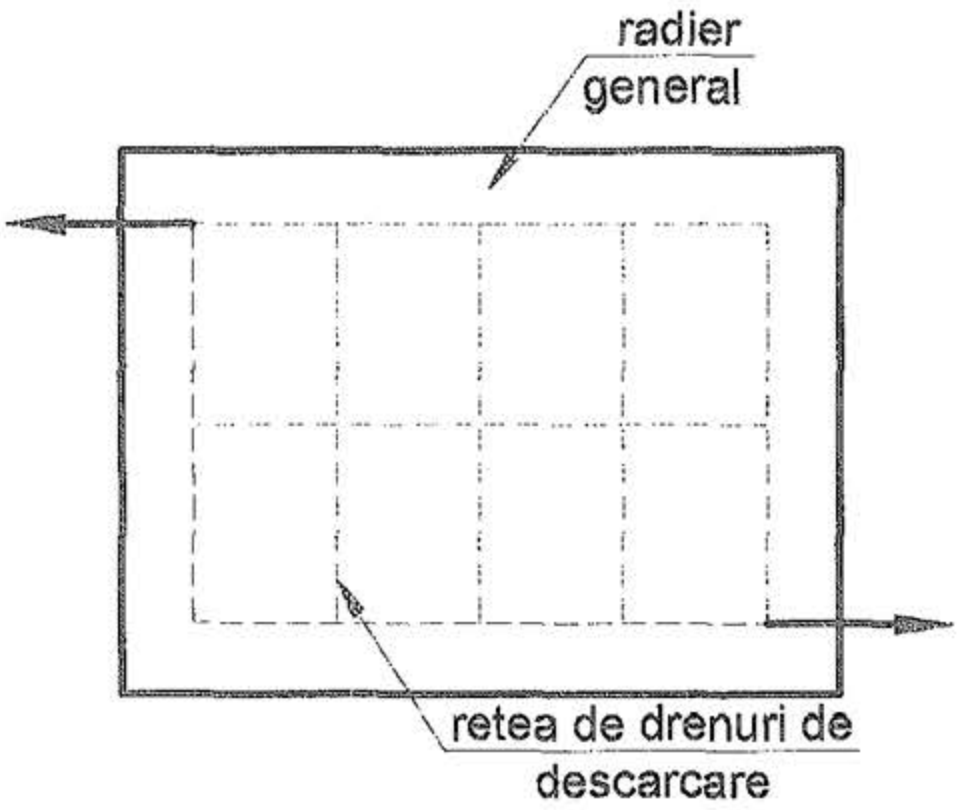


Fig. 12.17. Poziţia drenurilor de descărcare

În cazul în care construcţia se găseşte sub nivelul apei pentru a disipa presiunea apei asupra tălpii radierului se recomandă prevederea pe suprafaţa acestuia a unor drenuri de pardoseală, Fig. 12.18.



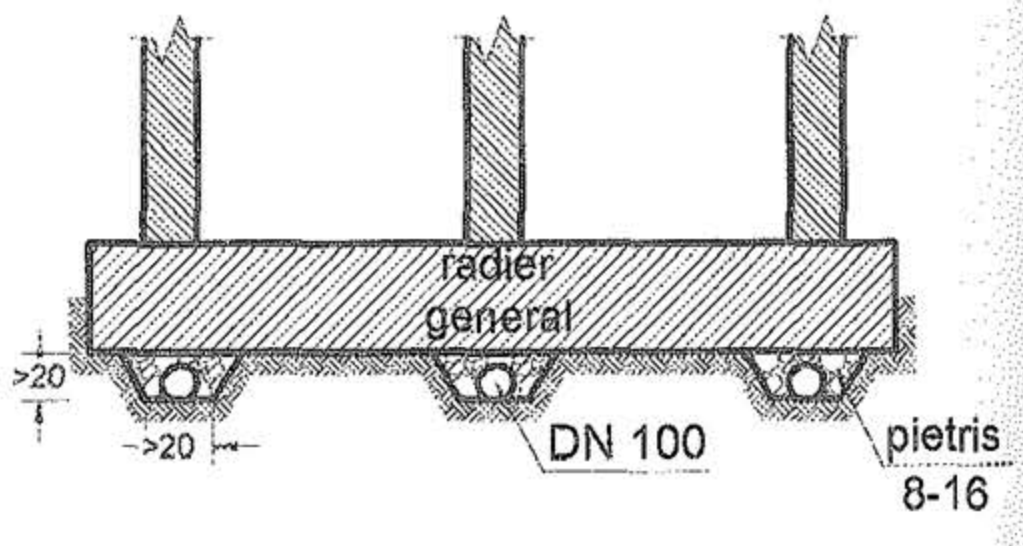


Fig. 12.18. Dren de pardoseală

Pentru subsoluri la care apa subterană îşi poate modifica cota se recomandă prevederea unor drenuri de pardoseală cu descărcare într-un dren perimetral, Fig. 12.19.

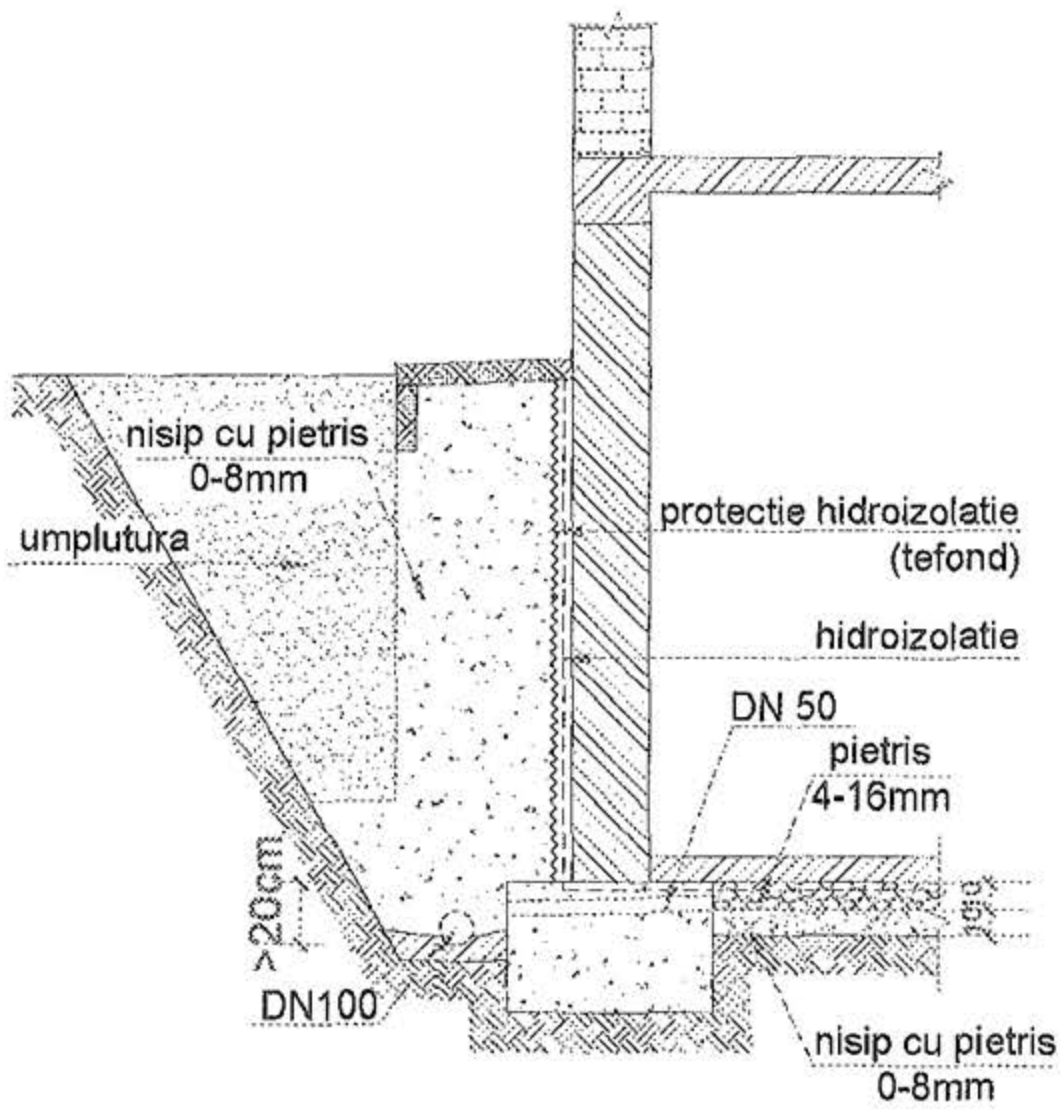


Fig. 12.19. Dren de descărcare

În cazul pereților care vin în contact cu terenul înconjurător în pantă se recomandă prevederea unui dren de descărcare a presiunii apei asupra peretelui de subsol/demisol sau parter, conform Fig. 12.20.

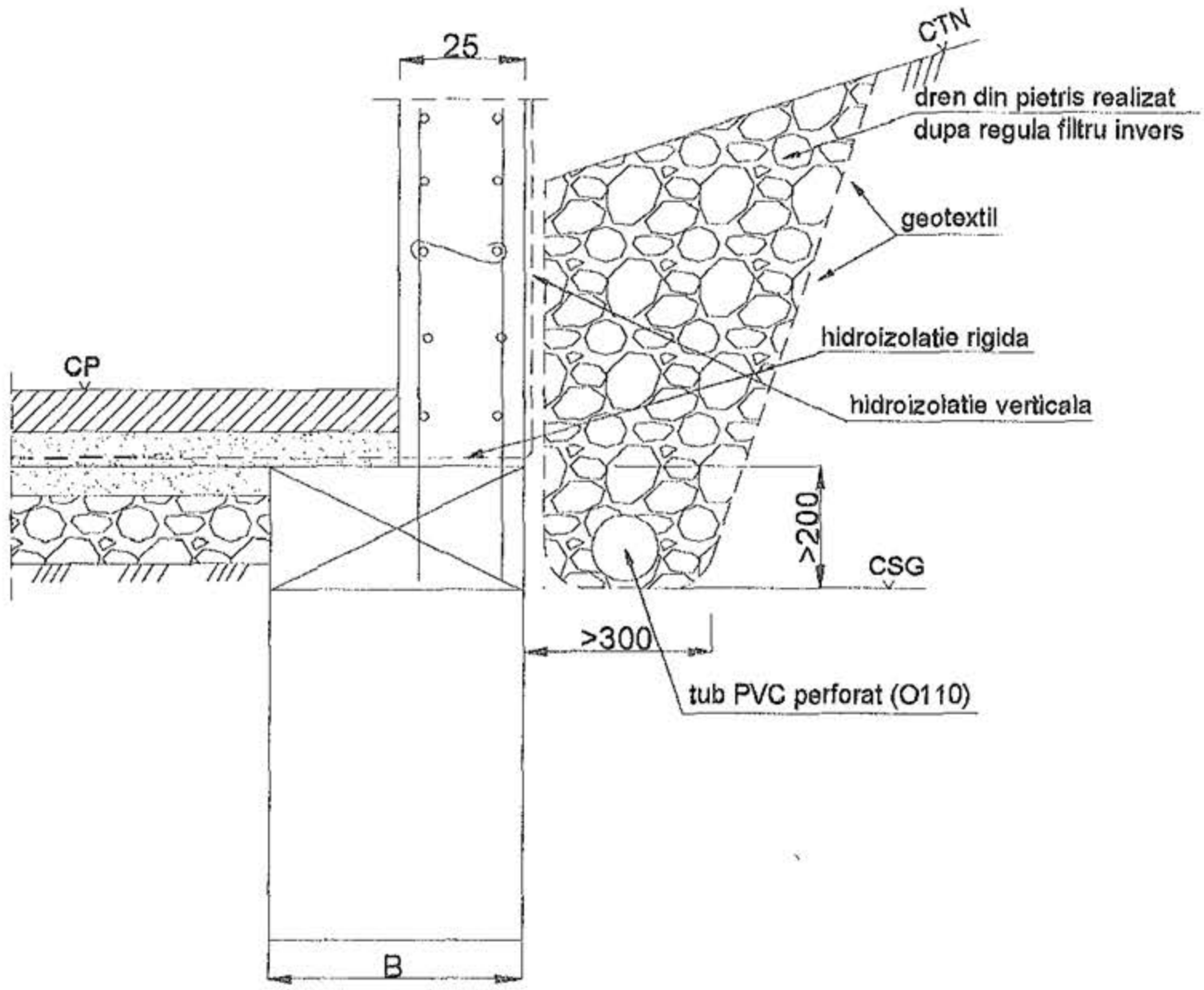


Fig. 12.20. Dren de descărcare la pereții exteriori

În cazul în care se prevede o soluție de consolidare a terenului de fundare prin perne de balast, Fig. 12.21., situate sub nivelul apei se recomandă prevederea în jurul platformei pernei a unui dren de

interceptare cu descărcarea la debușeu sigur (canalizare, dren de descărcare etc.).

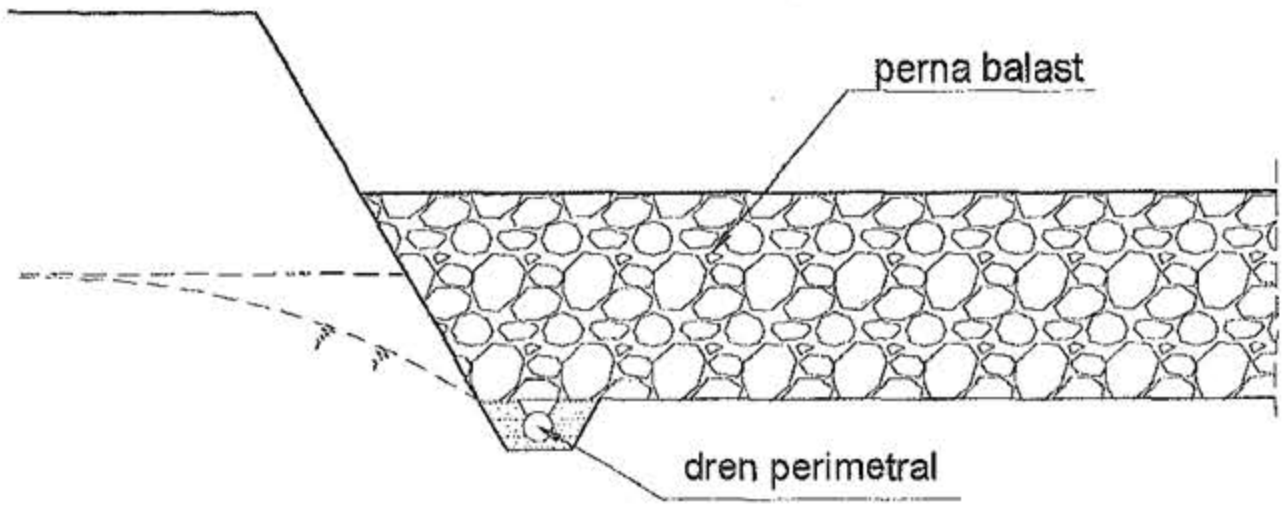


Fig. 12.21. Dren perimetral la perne de balast

12.6. Lucrări pregătitoare pentru executarea fundațiilor de suprafață

În urma nerespectării normelor de realizare a betoanelor folosite la executarea blocurilor sub nivelul apei, rezultă un material sub forma unei mase de agregat, cu rezistențe mecanice reduse.

La turnarea liberă a betonului în apă, particulele coloidale de ciment se separă de agregatele grosiere, care se dispun imediat la fund. După un timp mai îndelungat se sedimentează şi părțile mai fine, însă cimentul cu priza parțial făcută nu mai constituie un liant, ci formează un strat spongios. Rezultatul turnării va fi o masă neomogenă, în care zonele cu segregări de agregate alternează cu lentile de ciment. Pentru a evita asemenea fenomene, tehnologiile de betonare sub apă au la bază următoarele principii:

– evitarea căderii libere a betonului în apă,

– asigurarea betonului împotriva contactului direct cu apa înainte de a fi pus în operă,

– păstrarea continuității în timpul turnării.

Toate betoanele turnate sub apă trebuie să fie supradozate în ciment, în ideea de a se compensa cimentul care este spălat sau depreciat în timpul turnării. Pentru betonarea sub apă se folosesc mai multe tehnologii dintre care amintim: betonarea în saci, betonarea cu lada, betonarea cu pâlnia mobilă şi fixă.

12.6.1. Betonarea în saci

Betonarea în saci constă în ambalarea betonului proaspăt în saci de iută şi punerea lor în operă sub forma unei zidării. Sacii protejează betonul împotriva spălării, iar o parte din laptele de ciment iese prin porii ţesăturii. Sub greutatea zidăriei de deasupra, laptele de ciment iese prin porii sacului, rezultând o zidărie din blocuri de beton, monolitizate cu ciment. Uneori zidirea sacilor trebuie făcută de scafandri.

12.6.2. Betonarea cu lada

Betonarea cu lada se realizează cu ajutorul unei cutii cu fundul mobil, a cărei deschidere este comandată prin cablu, Fig. 12.22. Lada este manevrată cu ajutorul unei macarale sau a unui alt utilaj similar. Șarje mici de beton proaspăt sunt descărcate în ladă, aduse la locul de punere în operă și descărcate fără cădere, prin deschiderea fundului.

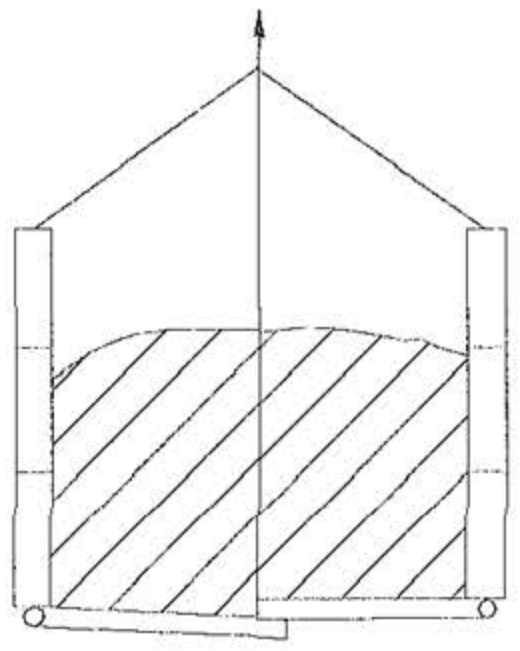


Fig. 12.22. Lada pentru betonarea sub apă

12.6.3. Betonarea cu pâlnia mobilă

Pâlnia mobilă constă dintr-o pâlnie metalică, continuată cu un tub vertical, de asemenea metalic, dus până la baza excavației. Acest sistem este montat pe un cărucior mobil, care permite mișcarea pâlniei pe verticală şi parcurgerea suprafeței care urmează a fi betonată, Fig. 12.23.

Tubul pâlniei are un diametru de 300mm şi este alcătuit din tronsoane de 1m lungime, care se asamblează prin flanşe.

Ansamblul pâlnie-tub este fixat pe un cărucior, care circulă pe un pod rulant; prin mișcările podului după una din direcții şi mișcările căruciorului în lungul podului este acoperită întreaga suprafață ce trebuie betonată. Betonarea are loc în timpul unei deplasări lente a căruciorului, astfel ca betonul să curgă încet din tub şi să se răspândească uniform. În timpul betonarii vârful tubului trebuie să rămână în beton. Din această

cauză, înaintarea căruciorului întâmpină o rezistentă mare şi ca urmare există tendința de înclinare şi încovoiere a tubului.

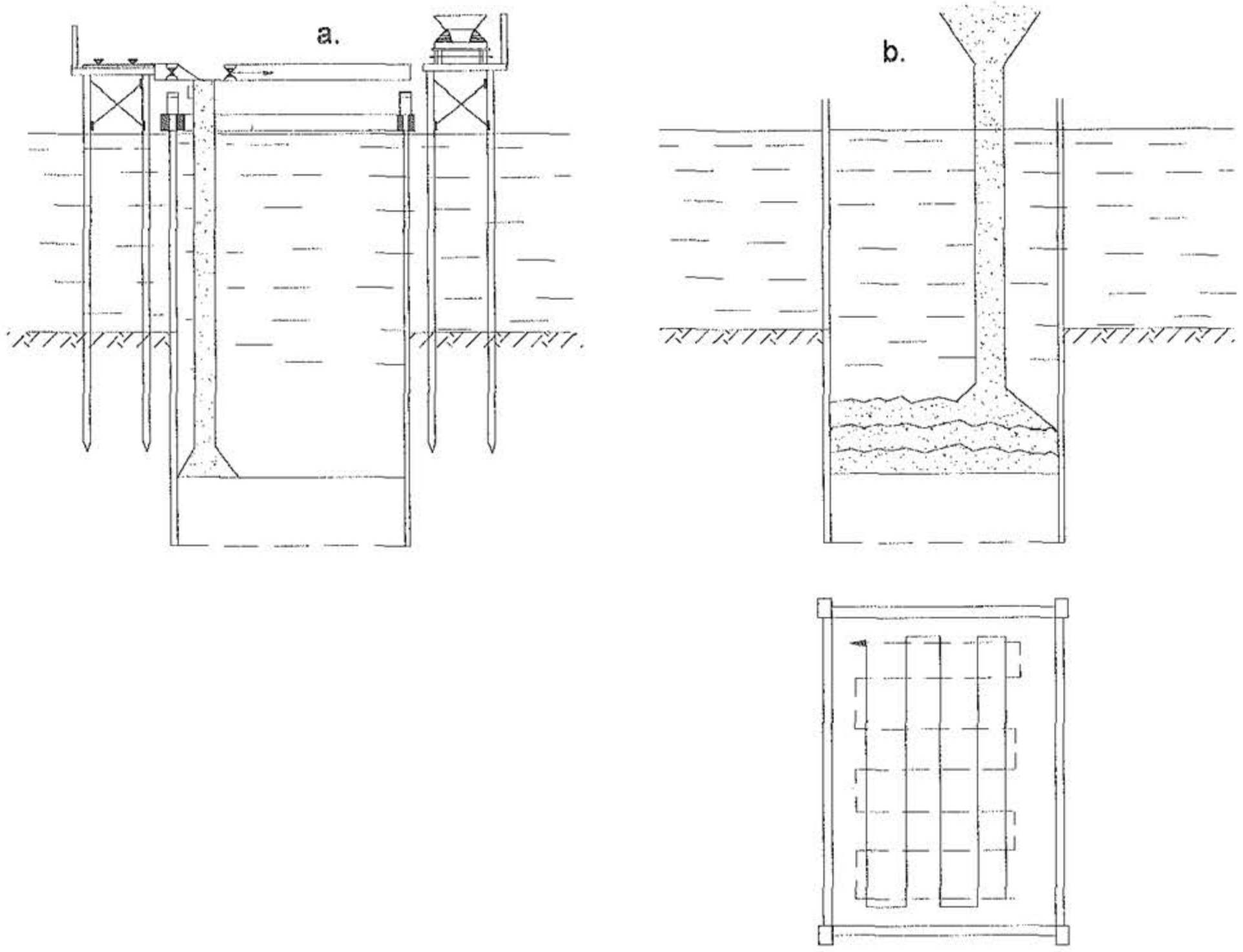


Fig. 12.23. Betonarea cu pâlnia mobilă

Din cauza solicitărilor care apar, domeniul de aplicare a metodei este limitat şi anume la lungimi ale tubului de maximum 6 metri. Pentru reducerea rezistenţei la înaintare, vârful tubului este tăiat oblic; în timpul montării colţul mai lung trebuie să se găsească orientat spre direcția de înaintare. La începutul betonarii sau după goliri accidentale betonul vine în contact cu apa. Umplerea se face cu ajutorul unui tub de umplere care se introduce în interiorul tubului de betonare. Tubul de betonare este coborât cu vârful până la baza excavației, iar tubul de umplere se introduce în el, în stare umplută cu o clapetă de închidere la vârf. Prin deschiderea clapetei, betonul se ridică încet în tubul de betonare, apa din interior eliminându-se pe la partea superioară.

Betonarea începe printr-o ușoară ridicare a tubului, după care betonul iese încet din tub şi se lărgește în spatele acestuia. Odată cu ieșirea betonului, se recomandă şi deplasarea pe orizontală a căruciorului. Această deplasare trebuie să fie continuă şi cu o viteză determinată de modul de alimentare. Betonarea se face în straturi orizontale, în grosime de cca.

50cm. Prin parcurgerea unui traseu dus-întors tubul acoperă întreaga suprafață pe un prim strat de beton. În continuare se toarnă stratul următor, însa cu mișcări pe orizontală, după direcții perpendiculare faţă de cele anterioare.

12.6.4. Betonarea cu pâlnia fixă (procedeul Contractor)

În cazul betonarii cu tubul Contractor, ansamblul pâlnie-tub nu are posibilitatea de deplasare în plan orizontal, fiind fix în acest sens, Fig. 12.24.

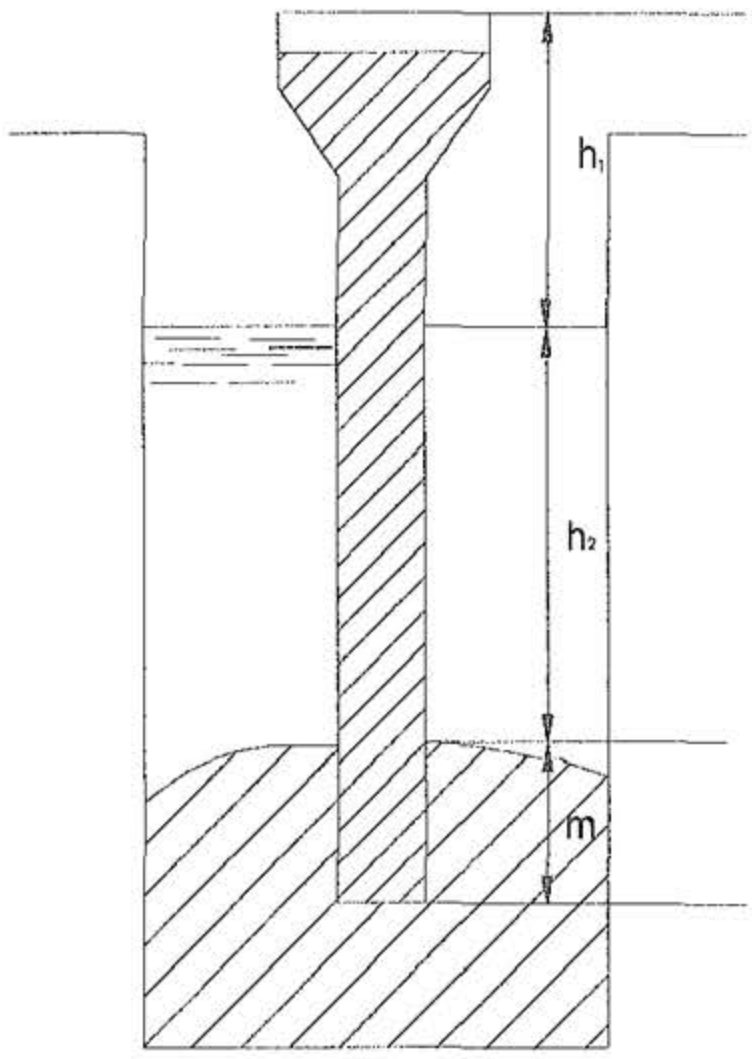


Fig. 12.24. Betonare cu pâlnia fixă

Umplerea inițială a tubului se face în poziție verticală, cu vârful ușor rezemat pe baza săpăturii. În tub se introduce un dop relativ etanş, format din fibre sau țesături din in sau cânepă, iar peste ele se toarnă beton. Dopul este apăsat spre vârf şi apa este eliminată prin baza tubului. În urma unei mici ridicări, dopul este eliminat şi betonul se răspândește în excavație; în această poziție se continuă betonarea până când în exterior nivelul betonului s-a ridicat la aproximativ 1 metru peste vârful tubului Contractor. Această încastrare a tubului în masa betonului proaspăt, trebuie menținută pe întreaga durată a betonarii. Cu notațiile din Fig. 12.24. se pot evalua presiunile la vârful tubului, în interiorul şi exteriorul acestuia. Astfel:

$$P_{\text{int}} = 1.0\gamma_b + h_2\gamma_b + h_1\gamma_b \tag{12.22}$$

$$P_{ext} = 1.0\gamma_b + h_2\gamma_w \tag{12.23}$$

Diferența dintre cele doua presiuni este:

$$\Delta p = p_{\text{int}} - p_{ext} = h_2(\gamma_b - \gamma_w) + h_1\gamma_b \qquad (12.24)$$

Pentru ca să fie asigurată curgerea betonului din tub, diferența de presiune Δp trebuie sa fie în jur de:

$$\Delta p = 10 \ tf/m^2 \qquad (12.25)$$

Cum în cursul betonarii, valoarea h_2 se modifică, pentru a menține un Δp=const., se impune şi modificarea lui h_1. Viteza de curgere a betonului din tub este 0,10 ....0,15 m/s.

Primele cantități de beton turnate prin tub vin în contact cu apa înconjurătoare şi ca atare, vor prezenta calități necorespunzătoare. Continuând turnarea, betonul degradat se va găsi la suprafață în contact cu apa, iar ultimele betoane turnate vor ajunge la baza masivului, fiind separate de apă şi astfel protejate de către betoanele turnate anterior.

Domeniul de aplicare a procedeului Contractor este limitat printr-o rază de răspândire normala la aproximativ 3m. Astfel poate fi acoperită o suprafață care se aproximează printr-un pătrat cu latura de 6m. Indicația practică este de 30...40mp la un tub Contractor, suprafață care trebuie să fie bine limitată în plan. Daca sunt de turnat suprafețe mai mari, procedeul rămâne valabil prin limitarea suprafeței totale în zone de turnare de 6x6m, Fig. 12.25., fie folosind un singur tub sau mai multe.

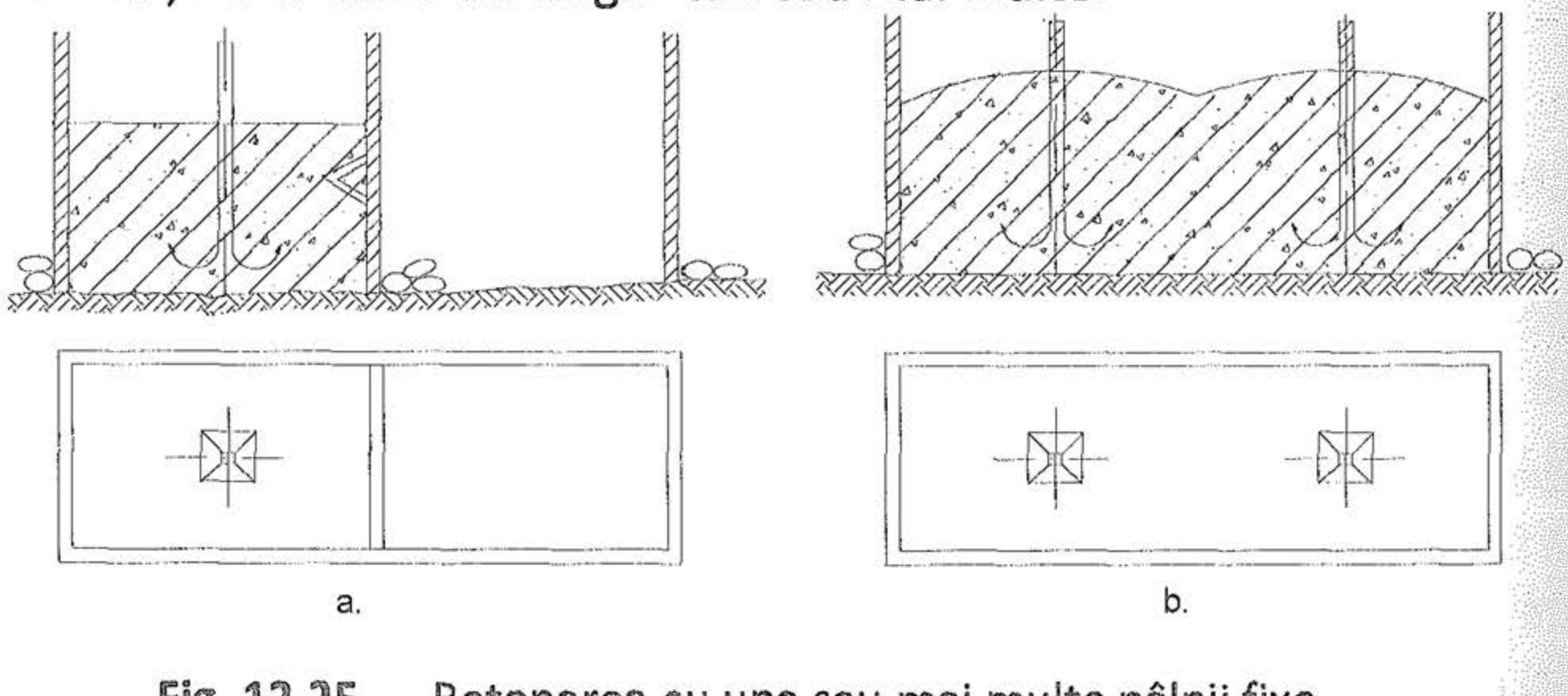


Fig. 12.25. Betonarea cu una sau mai multe pâlnii fixe

12.6.5. Fundații pe umpluturi şi elemente prefabricate

Calitatea terenului de fundare sub nivelul apei (de pe fundul albiilor) este de obicei slabă. Datorită acestui fapt fundațiile nu se pot așeza direct pe acest teren. Un procedeu ar consta în îndepărtarea straturilor neconsistente prin una din metodele: săpare cu draglina, graifere,

excavatoare, drăgi mecanice sau hidraulice. Când însă grosimea acestor straturi este mare, îndepărtarea lor este costisitoare.

Un alt procedeu constă în executarea pe fundul albiei a unor umpluturi de anrocamente sau de piatră, pe care apoi se fundează construcția. Daca stratele superficiale de consistenţă redusă, au grosime mică, ele se pot îndepărta, umplutura așezându-se pe stratele rezistente.

Când grosimea straturilor este mare, nu mai este economică îndepărtarea lor, umplutura așezându-se direct pe aceste straturi. În acest caz, umplutura se execută cu o înălțime mai mare decât cea necesară, pentru a supune stratele slabe la o presiune mai mare, care să corespundă presiunii ce urmează a fi transmisă de construcție. Aceste umpluturi se lasă un timp mai îndelungat să se taseze, îndepărtându-se eventualul surplus de umplutură faţă de cota din proiect. Acest procedeu de fundație se folosește la construcții puțin sensibile la tasări.

Consolidarea straturilor mai poate fi grăbită şi prin producerea unor explozii de mică intensitate la distanţe de 10m între ele care să producă dislocarea şi lichefierea straturilor neconsistente care refulează ușor sub greutatea umpluturii.

Pentru împiedicarea pierderii stabilității anrocamentelor, acestea se construiesc prin așezarea pietrelor cu dimensiuni şi greutate mai mare sau a blocurilor de beton spre exterior, iar a pietrișului sau pietrei cu dimensiuni mai mici în interiorul umpluturii, Fig. 12.26.

Pentru reducerea volumului de umplutură, se pot realiza pereți ancorați la partea superioară, din piloți, între care se pune umplutură de piatră.

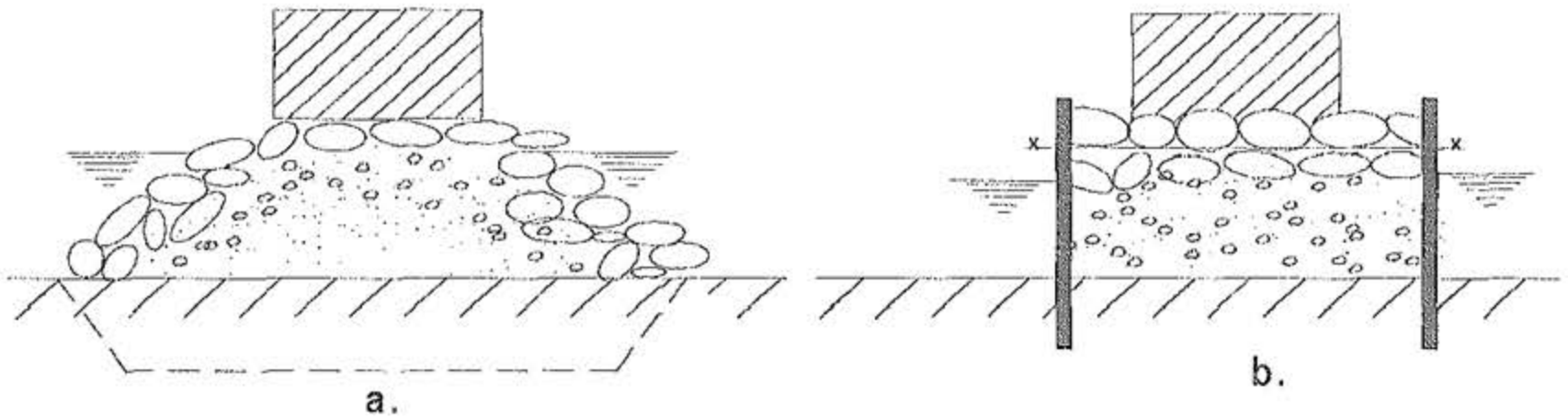


Fig. 12.26. Fundații pe umpluturi

12.6.6. Fundații pe blocuri din beton

Fundațiile pe blocuri din beton sunt, în principiu, asemănătoare cu fundațiile prefabricate. Pentru executarea acestora, se creează pe fundul apei o platformă orizontală, fie direct pe pământ, fie prin intermediul unui start de piatră. Pe această platformă se clădesc blocurile prefabricate din

beton, confecționate în apropiere şi scufundate în apă cu ajutorul macaralelor. Blocurile folosite au dimensiuni respectiv mari, frecvent de 50....400kN. Așezarea blocurilor unele peste altele se face sub formă de zidărie, Fig. 12.27

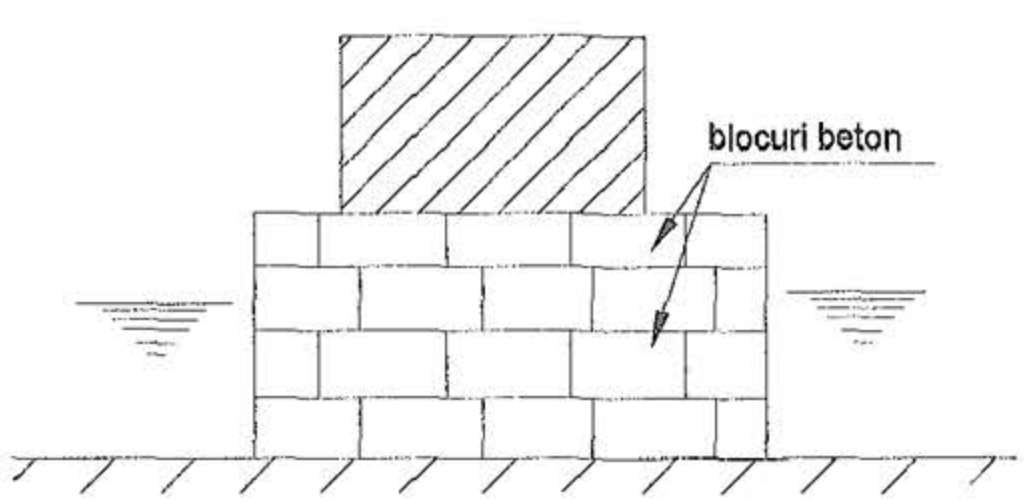


Fig. 12.27. Fundații pe blocuri de beton

12.6.7. Fundații pe chesoane plutitoare

O metodă economică de executare a fundațiilor este metoda bazată pe folosirea chesoanelor plutitoare. Acestea se execută sub forma unor cutii, compartimentate, care sunt aduse la locul de punere în operă prin plutire şi scufundare în apă, până la cotă, prin lestare, Fig. 12.28. Chesoanele se așează direct pe fundul albiei, nivelat în prealabil prin dragare sau pe un pat de pietriș, piatră sau beton.

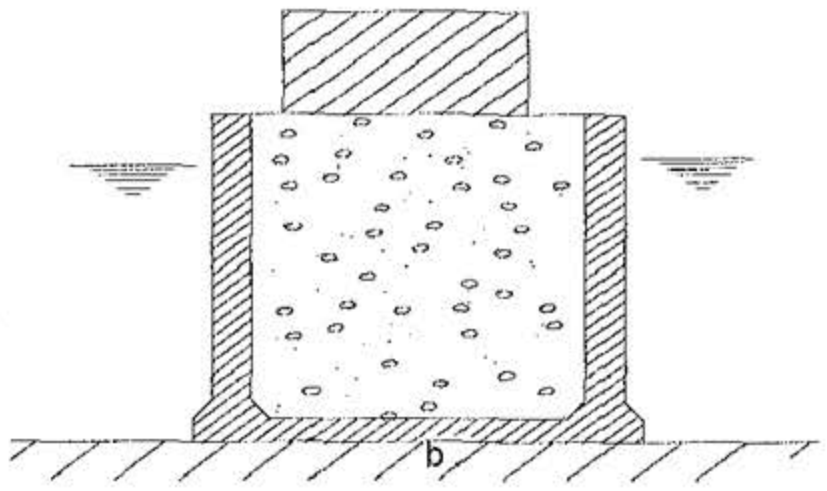


Fig. 12.28. Fundații pe chesoane

12.6.8. Fundații pe piloți, coloane și barete

Când terenul bun de fundare se găsește la adâncimi mari, care exclud posibilitatea executării gropilor de fundație nesprijinite sau sprijinite, iar terenul este sub nivelul apei subterane şi nu se pretează la realizarea de epuizment se recurge la fundații de adâncime.

Aceste sisteme se folosesc şi în alte situații dictate de condiții constructive, de tehnologie etc. De asemenea se recomandă la fundarea construcțiilor pe terenuri necoezive în zone seismice.

13. EXECUTAREA UMPLUTURILOR

13.1. Principii. Stabilirea materialului de umplutură

Executarea umpluturilor compacte pentru construcţii civile şi industriale se referă la realizarea de umpluturi pentru fundaţii din zona aferentă construcţiei, umpluturi între fundaţii şi la exteriorul clădirilor sau umpluturi sub pardoseli. Umpluturile se vor realiza de regulă din pământurile rezultate din lucrările de săpătură. Se vor putea utiliza, de asemenea, zguri, reziduuri din exploatări minerale etc., cu condiţia ca înainte de punerea în operă acestea să fie studiate din punct de vedere al posibilităţilor de compactare şi al acţiunii chimice asupra elementelor de construcţie din teren, precum şi al mediului înconjurător. Umpluturile de acest gen se vor executa numai în baza unei fişe tehnologice care va prevede condiţiile de execuţie şi de verificare a calităţii acestora.

Se interzice realizarea umpluturilor din pământuri cu umflări şi contracţii mari, mâluri, argile moi, cu conţinut de materii organice, resturi de lemn, bulgări, zăpadă, gheață sau turbă. Umpluturile din pământuri loessoide, pământuri coezive compacte cu maiul greu şi pământuri necoezive compacte prin vibrare se vor executa conform „Normativului privind îmbunătăţirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice" indicativ C 29-85.

La alegerea materialului de umplutură trebuie luate în considerare următoarele aspecte (conform SR EN 1997-1):

– Granulozitatea (SR 662-2002 și SR 667-2001),

– Capacitatea de compactare. Se impune respectarea următoarelor recomandări:

– Nu se vor folosi materiale care au particule cu diametrul mai mare de 200mm, în cantitate mai mare de 10%,

– Procentul particulelor cu diametru mai mic de 0,063mm să fie mai mare de 10-15%,

– Se recomandă un coeficient de neuniformitate ($c_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$) mai mare decât 6 şi un coeficient de curbură ($c_c = \frac{d_{30}}{d_{10} \cdot d_{60}}$) cuprins între 1 și 3,

– Rezistența la strivire. Se evită materialele a căror particule au rezistența la strivire redusă (creta etc.),

– Permeabilitatea,

– Plasticitatea. Atunci când folosim pământuri coezive sau puțin coezive se recomandă ca indicele de plasticitate să fie $I_p \geq 15\%$, iar indicele de consistență I_c să fie mai mare decât 0,7÷0,8,

– Rezistența terenului de bază (roca de bază), pentru ca acesta să nu cedeze sub acțiunea greutății umpluturii și a sarcinilor exterioare,

– Agresivitatea chimică,

– Solubilitatea materialului folosit în umplutură (calcar),

– Variațiile de volum (argilele contractile și pământurile macroporice nu sunt recomandate pentru executarea umpluturilor, decât cu măsuri speciale de punere în operă),

– Susceptibilitatea la îngheț,

– Rezistența la alterare,

– Efectul excavării, transportului și punerii în operă,

– Posibilitatea de cimentare a materialului după punerea în operă (pentru zgura de furnal).

Dacă materialele locale nu sunt adecvate pentru utilizare în starea lor naturală, poate fi necesară adoptarea unuia dintre procedeele:

– Modificarea conținutului de apă, pentru aducerea lor la umiditatea optimă de compactare (w_{opt}, %),

– Amestecarea lor cu ciment, var sau alte materiale,

– Concasarea, spălarea și cernerea,

– Protejarea cu materiale corespunzătoare,

– Folosirea de straturi drenante,

– Folosirea de geogrile pentru preluarea tensiunilor de întindere.

Înainte de executarea umpluturilor este obligatorie îndepărtarea stratului de pământ vegetal, iar suprafaţa rezultată va fi amenajată cu pante de 1,0 - 1,5% pentru a asigura scurgerea apelor din precipitaţii. Când înclinarea terenului este mai mare de 1:3 se vor executa trepte de înfrăţire a umpluturii cu stratul de bază.

Umpluturile executate sub fundaţiile construcţiilor se vor face pe bază de caiete de sarcini sau proiecte speciale.

Umiditatea pământului pus în operă va fi cât mai aproape de umiditatea optimă de compactare, admiţându-se variaţii de ±2%.

Umpluturile din pământuri coezive compactate prin cilindrare se vor efectua în straturi nivelate, având grosimi uniforme stabilite inițial prin compactări de probă, astfel încât să se realizeze gradul de compactare prescris, pe întreaga grosime și suprafață, printr-un număr corespunzător de treceri succesive.

Umpluturile între fundații și la exteriorul clădirilor până la cota prevăzută în proiect se vor executa după decofrarea fundațiilor (conform Specificației tehnice ST 015-97). Pământul folosit la aceste umpluturi va îndeplini condițiile prevăzute mai sus.

13.2. Alegerea procedeului de punere în operă a umpluturii

Criteriile de compactare trebuie stabilite pentru fiecare strat de pământ în conformitate cu scopul umpluturii și cerințele de comportare. Metoda de compactare trebuie să corespundă următoarelor criterii:

– Originea și natura materialului,
– Metoda de punere în operă,
– Umiditatea la punerea în operă a fiecărui strat,
– Condiții climatice locale,
– Uniformitatea comportării,
– Natura stratului de bază.

Indicații asupra acestor criterii de compactare se dau în ghidul GE 026-97 și NE 008-97.

Sunt de luat în considerare următoarele aspecte:

– Pentru stabilirea celui mai eficient procedeu de compactare este recomandată executarea unor încercări de compactare pe poligoane de încercare, folosind materialele și utilajele prevăzute în lucrare,

– Dacă există riscul de precipitații în timpul punerii în operă a materialului coeziv de umplutură, suprafața umpluturii trebuie profilată în fiecare etapă astfel încât să nu se producă tasări ulterioare.

O atenție deosebită trebuie să se dea executării umpluturilor sub pardoselile și în jurul construcției, astfel încât să nu se producă tasări ulterioare. Umplutura se pune în operă pe suprafețe de pământ netulburate și drenate. Un amestec al materialului de umplutură cu pământul de la bază se previne prin folosirea unui strat de material filtrant (geotextil). În cazul în care la baza umpluturii se prevede un strat de blocaj de piatră nu mai este necesară interpunerea unui strat de geotextil între

blocaj și terenul natural. Înainte de punerea în operă a umpluturii, toate materialele moi din terenul natural vor fi înlocuite prin săpare.

13.3. Controlul umpluturii

Controlul compactării se face prin una dintre metodele următoare:

– măsurarea densității în stare uscată a umpluturii ($\rho_{d,ef}$),

– măsurarea valorii modulului de deformație liniară.

Prin prima metodă se verifică pe fiecare strat gradul de compactare, determinat cu relația:

$$D = \frac{\rho_{d,ef}}{\rho_{d,\max}} [\%] \qquad (13.1)$$

Valoarea lui $\rho_{d,max}$ se determină prin încercarea Proctor normal sau modificat conform SR EN 1997-2. Determinarea lui $\rho_{d,ef}$ se face conform SR EN 1997-2 (STAS 9850-83). Valorile minime ale lui D se pot adopta conform STAS 2914-84.

La umpluturi cu anrocamente sau care conțin o cantitate mare de particule grosiere, controlul compactării se realizează prin încercarea cu placa (statică sau dinamică). Este necesară specificarea unei limite maxime a compactării pentru ca să nu apară unele efecte indezirabile: dezvoltarea unor oglinzi de fricțiune pentru terenuri în pantă, presiuni mari asupra lucrărilor îngropate sau de susținere, concasarea materialului (la roci moi, zgură, nisipuri vulcanice).

Cea mai utilizată metodă de verificare a compactării este încercarea cu placa (o încercare / 1000mp). Aceasta poate fi realizată prin: încercare cu placa dinamică (placa Zorn), încercare cu placa statică (placa Larsen). Încercarea de verificare a compactării se face atât pentru stratul de bază cât și pentru umplutură. La umpluturi cu grosime mai mare de 1,00m, încercarea de verificare a compactării se face pentru fiecare strat cu grosime mai mică de 1,00m de umplutură.

Procedeul pentru determinarea modulului dinamic de deformație liniară cu aparatul Zorn constă în încărcarea plăcii de bază (ϕ300mm) prin impactul dintre aceasta cu greutatea de cădere care culisează pe tija de ghidaj, Fig. 13.1.

Modulul de deformație dinamic (E_{vd}) este raportul dintre efortul unitar de compresiune aplicat pe terenul compactat (p=100kPa) și deformata corespunzătoare (s, mm):

$$E_{vd} = \frac{p_d}{s} = \frac{22,5}{s}\left[MN/m^2\right] \qquad (13.2)$$

Aceasta este înregistrată automat pe aparatul de măsurare a tasării (ZSG02) atașat aparatului.

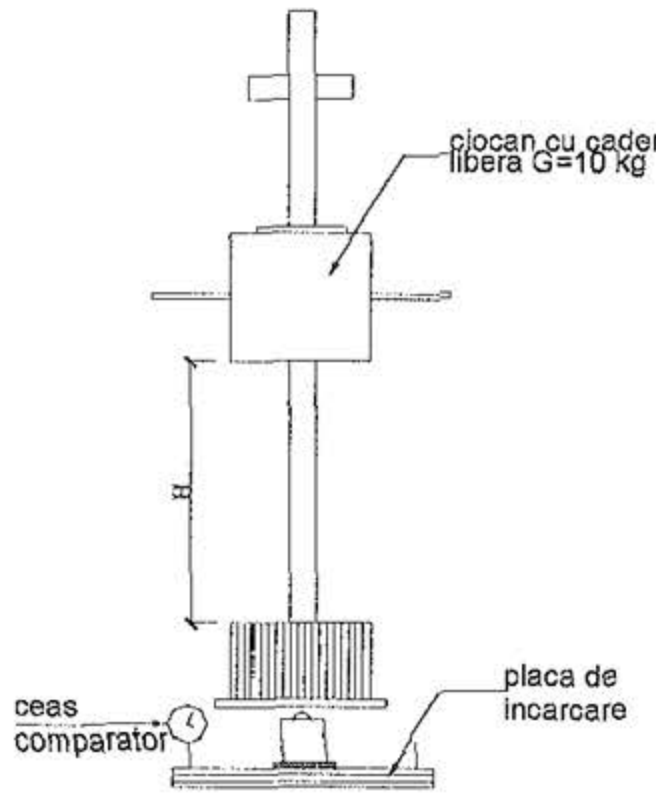


Fig. 13.1. Schema aparatului Zorn

Cu valoarea modulului de deformație dinamic se determină valoarea modulului de deformație liniară E_{v2} cu relația:

$$E_{v2} = 600 \cdot \ln \frac{300}{300 - E_{vd}} \qquad (13.3)$$

Valoarea gradului de compactare (D_r) poate fi determinată funcție de valoarea E_{vd} și direct din Tabelul 13.1.

Tabelul 13.1. Valoarea gradului de compactare

Tip de material	Grad de compactare D_r [%]	Modul de deformație dinamic E_{vd} [MPa]
Balast sau material necoeziv	>100	>50,0
	>99	>45,0
	>98	>40,0
	>97	>35,0
Pământ sau material coeziv	>100	>35,0
	>99	>31,6
	>98	>28,8
	>97	>25,0
	>96	>22,5
	>95	>20,0

La umpluturi cu grosimi mai mari de 1,00m, încercarea de verificare a compactării se face pentru fiecare grosime ≤1,00m de umplutură.

Procedura pentru determinarea modulului de deformație cu placa statică se execută conform recomandărilor date în SR EN 1997-2, EN-ON-B 4417 sau DIN 18134. Metoda de încercare cu placa statică constă în încărcarea și descărcarea pământului cu ajutorul unei plăci circulare (300mm) și a unui dispozitiv de încărcare, Fig. 13.2.

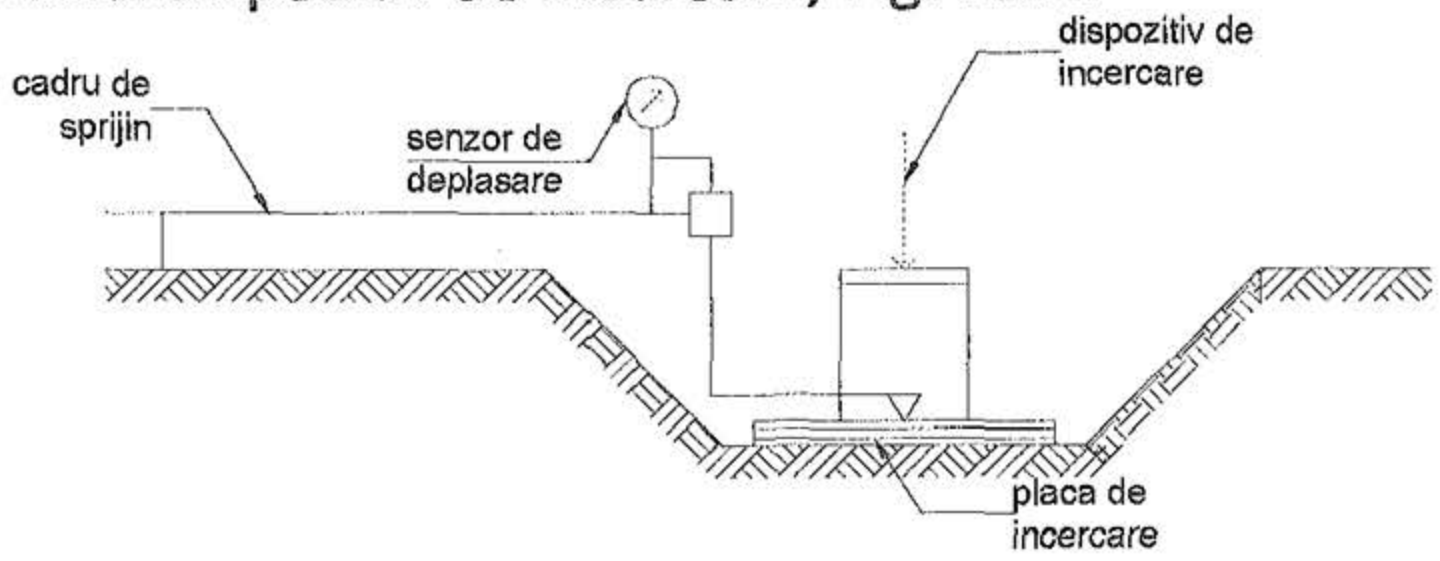


Fig. 13.2. Schema plăcii de încercare

Pe baza măsurării tasării sub diferite trepte de încercare se descrie curba de tasare, Fig. 13.3.

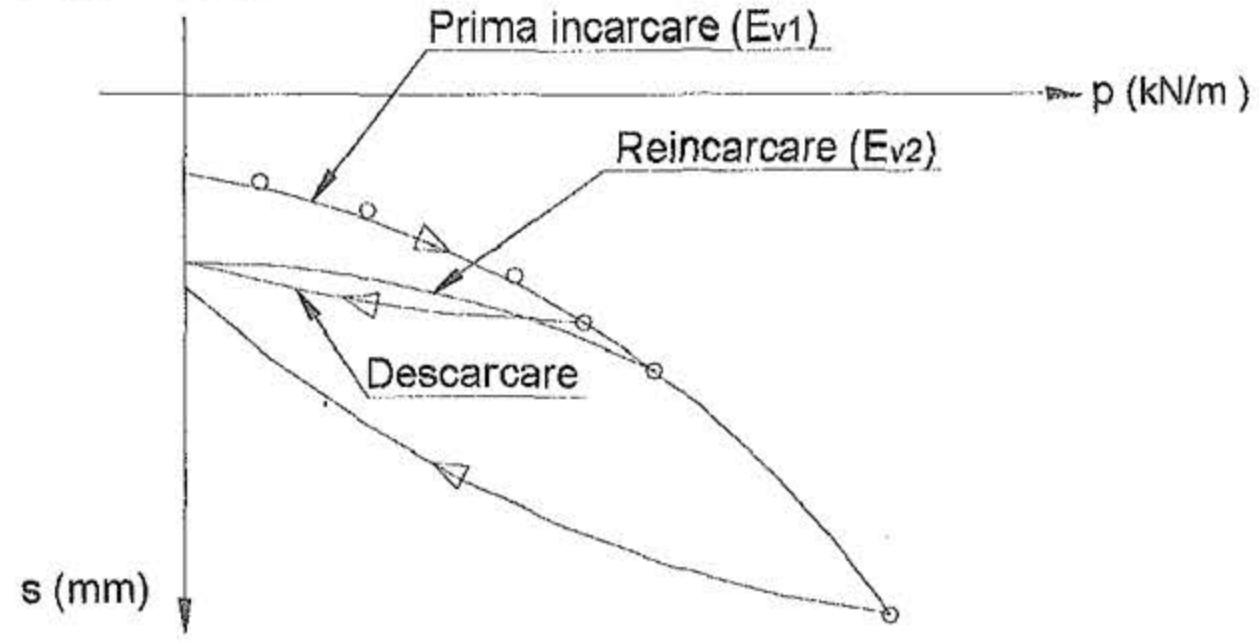


Fig. 13.3. Curba de compresiune tasare la încercarea cu placa

Valoarea modulului de deformație E_{v1}(prima încărcare) și E_{v2} (reîncărcare) se determină între punctele $0,3p_{max}$ și $0,7p_{max}$, considerând că $p_{max}=0,5MN/m^2$.

Modulul de deformație liniară se determină cu relația:

$$E_v = 1,5r \cdot \frac{\Delta p}{\Delta s}\left[MN / m^2 \right] \qquad (13.4)$$

în care r – este raza plăcii de încercare (150mm),

Δp – domeniul de calcul ($0,3 \div 0,7p_{max}$) al presiunilor,

Δs – domeniul de variație al tasării (mm).

Înafara valorii lui E_v se poate determina și valoarea coeficientului de tasare (coeficientul de pat):

$$k_s = \frac{\Delta p}{\Delta s}\left[MN / m^3 \right] \qquad (13.5)$$

Pe baza valorii E_{v2} determinate poate fi stabilită valoarea gradului de compactare realizat (D_r, %) conform Tabelului 13.2.

Pentru a asigura portanța umpluturii de la prima încărcare utilă, se impune de asemenea îndeplinirea unor valori maxime ale raportului E_{v2}/E_{v1}, conform condițiilor de mai jos:

- Pământ grosier: $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$ pentru $D_r \geq 103\%$
  $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,5$ pentru $D_r < 103\%$
- Pământuri fine: $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,0$
- Pământuri mixte: $E_{v2}/E_{v1} \leq 3,0$
- Umpluturi de piatră: $E_{v2}/E_{v1} \leq 4,0$

Tabelul 13.2. Determinarea D_r funcție de E_{v2}

Pământuri necoezive		
Tipul pământului	D_r [%]	E_{v2} [MN/m^2]
GW, GI	≥ 103	≥ 120
	≥ 100	≥ 100
	≥ 97	≥ 80
GE, SE, SW, SI	≥ 100	≥ 80
	≥ 97	≥ 60
	≥ 95	≥ 45
Pământuri coezive		
Porozitatea n[%]	Umiditate w[%]	E_{v2} [MN/m^2]
≤ 30	7 ≤ w ≤ 15	≥ 45
30 ≤ n ≤36	10 ≤ w ≤ 20	20 ≤ E_{v2} ≤ 45
> 36	≥ 15	≤ 20

13.4. Executarea lucrărilor de terasamente pe timp friguros

Principalele prevederi privind tehnologia de execuţie se referă la:

a. Protejarea preventivă a pământului în zonele care urmează a se săpa, prin:

– acoperirea cu un strat de vreascuri, paie, gunoi, stuf, rogojini etc.,

– menţinerea stratului de zăpadă şi chiar îngroşarea lui prin folosirea de garduri provizorii care să favorizeze înzăpezirea,

– acoperirea cu frunze, talaş, rumeguş etc. Pentru protejarea fundului săpăturii la şanţuri sau gropi de fundaţie surprinse de îngheţ, la care urmează să se execute celelalte lucrări;

– păstrarea nedefrişată a terenurilor încă neatacate, vegetaţia favorizând reţinerea zăpezii.

La punerea în operă a umpluturilor la temperaturi negative se poate reclama încălzirea umpluturii înainte de punerea în operă și protejarea la îngheț.

b. Afânarea pământului îngheţat în funcţie de grosimea lui se face cu:

– scarificatoare obişnuite până la grosimi de 25 cm,

– excavatoare cu cupă, până la grosimi de 40 cm,

– excavatoare cu dispozitive speciale (berbeci, pene) de diverse greutăţi, care, prin cădere odată cu sapa, pot desface straturi îngheţate până la 80 cm,

– la grosimi mai mari se recurge la dislocarea cu explozibil.

c. Executarea săpăturilor pe timp friguros se începe imediat după îngheţ natural sau după afânare, spre a evita o nouă îngheţare.

d. Transportul pământului săpat trebuie făcut înainte ca el să înceapă să îngheţe (timpul de începere a îngheţului fiind de 90 min la -5ºC şi 50 min la -15ºC).

e. Executarea umpluturilor se poate face cu mijloace de compactare manuală sau mecanică, respectându-se condiţia ca pământul de umplutură şi terenul pe care acesta se aşează, să nu fie îngheţate. Pe timp de ploaie sau ninsoare se opresc complet, spre a nu se permite acumularea de apă în exces.

f. Executarea rambleelor trebuie să respecte câteva reguli tehnologice principale:

– evitarea folosirii rocilor coezive,

– aşezarea în straturi de grosime optimă pentru utilajul de compactare,

– aşezarea unui nou strat de umplutură, după o întrerupere, se face numai după dezgheţarea stratului precedent şi înlăturarea acestuia,

– materialul de umplutură se recoltează numai din straturi uscate, complet dezgheţate,

– rambleele vor avea o supraînălţare astfel calculată, ca în final să rămână la cota din proiect; orientativ, supraînălţarea va fi:

– pentru pământuri nisipoase, pietroase etc.: 12%,

– pentru pământuri argiloase, marne etc.: 15%.

14. ZIDURI DE SPRIJIN

14.1. Generalități

Zidurile de sprijin sunt lucrări de susținere definitive care au rol de a asigura stabilitatea unei săpături sau umpluturi, Fig. 14.1.

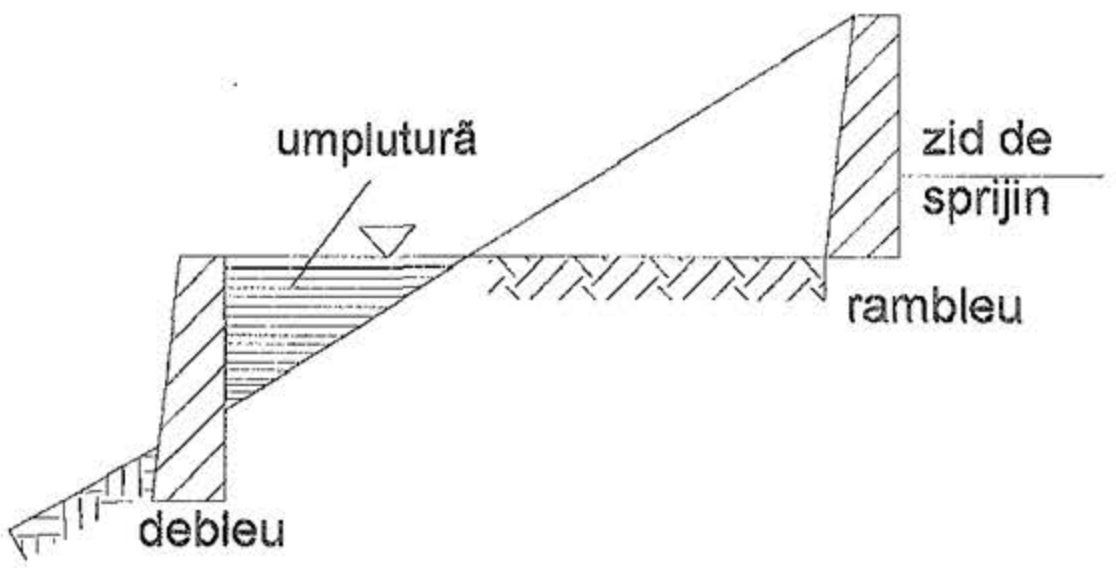


Fig. 14.1. Săpături în versant, profil mixt

Ele sunt lucrări de susținere care preiau împingerea pământului transmisă pe toată suprafața de contact dintre peretele zidului (parament) şi terenul susținut, Fig. 14.2.

Din punct de vedere constructiv ele pot fi realizate ca:

– Ziduri de sprijin de greutate, executate din ziduri de piatră sau beton, care rezistă împingerii pământului prin greutatea lor proprie,

– Ziduri din beton armat executate în forma de L,

– Ziduri de sprijin din piatră nearmată (gabioane),

– Ziduri de sprijin din elemente prefabricate.

Din punct de vedere al modului de realizare ele pot fi:

– Ziduri de sprijin monolite (beton sau beton armat),

– Ziduri de sprijin prefabricate (beton armat).

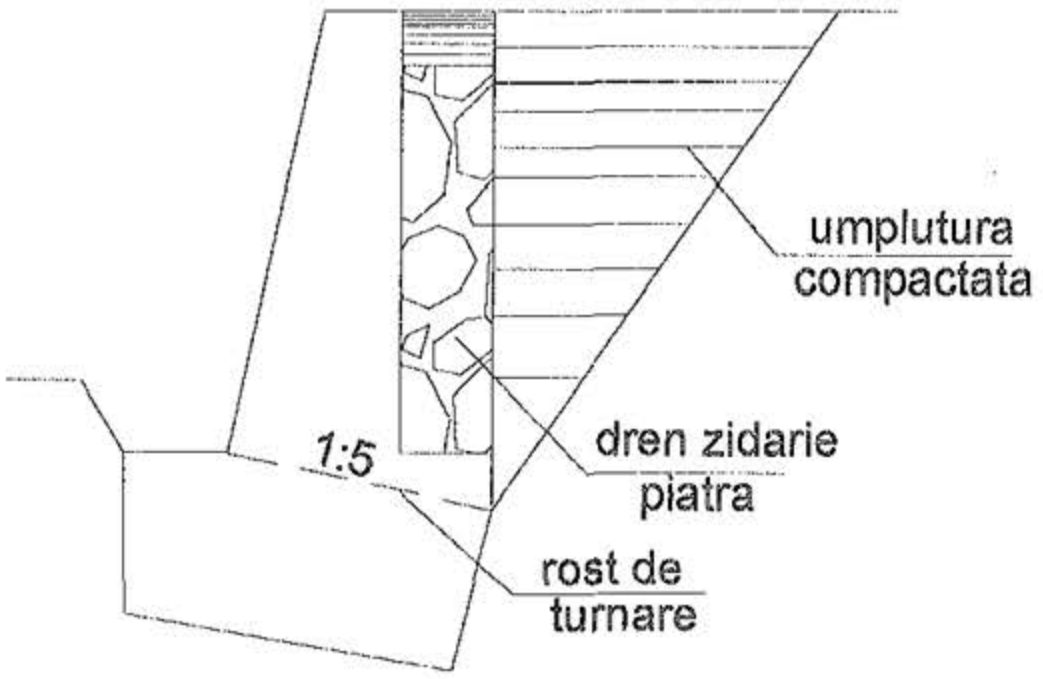


Fig. 14.2. Susținerea taluzului cu zid de sprijin

14.2. Sisteme de ziduri de sprijin de greutate

Zidurile de sprijin de greutate se execută din zidărie de piatră brută, uscată sau cu mortar de ciment, beton simplu sau ciclopian, din elemente prefabricate.

Conformarea lor se poate adopta conform recomandărilor din Fig. 14.3 și Fig. 14.4. Recomandări privind alegerea dimensiunilor zidurilor de sprijin se dau în lucrarea: Ziduri de sprijin tipizate, IPTANA, 1979.

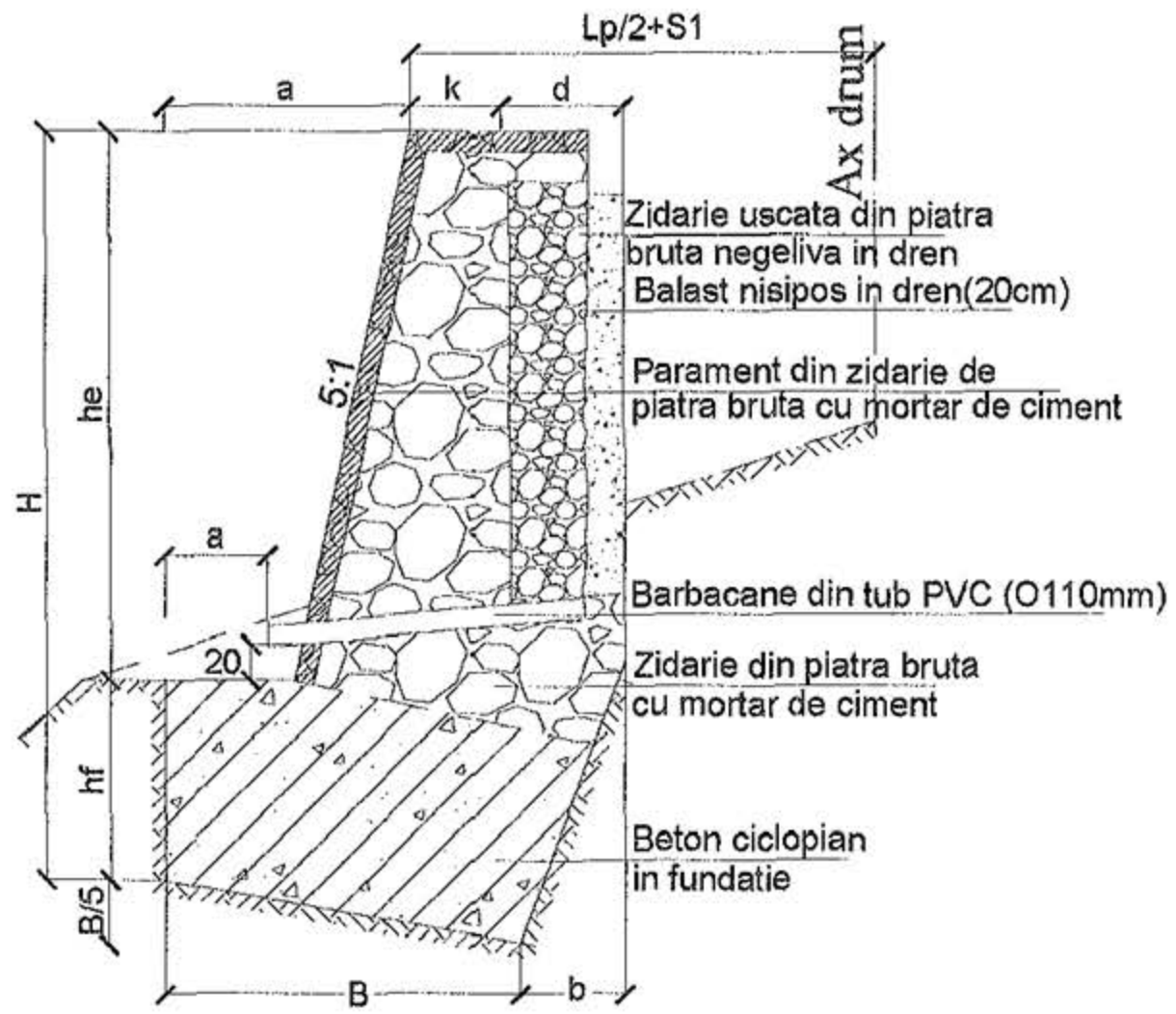


Fig. 14.3. Zid de sprijin din piatră

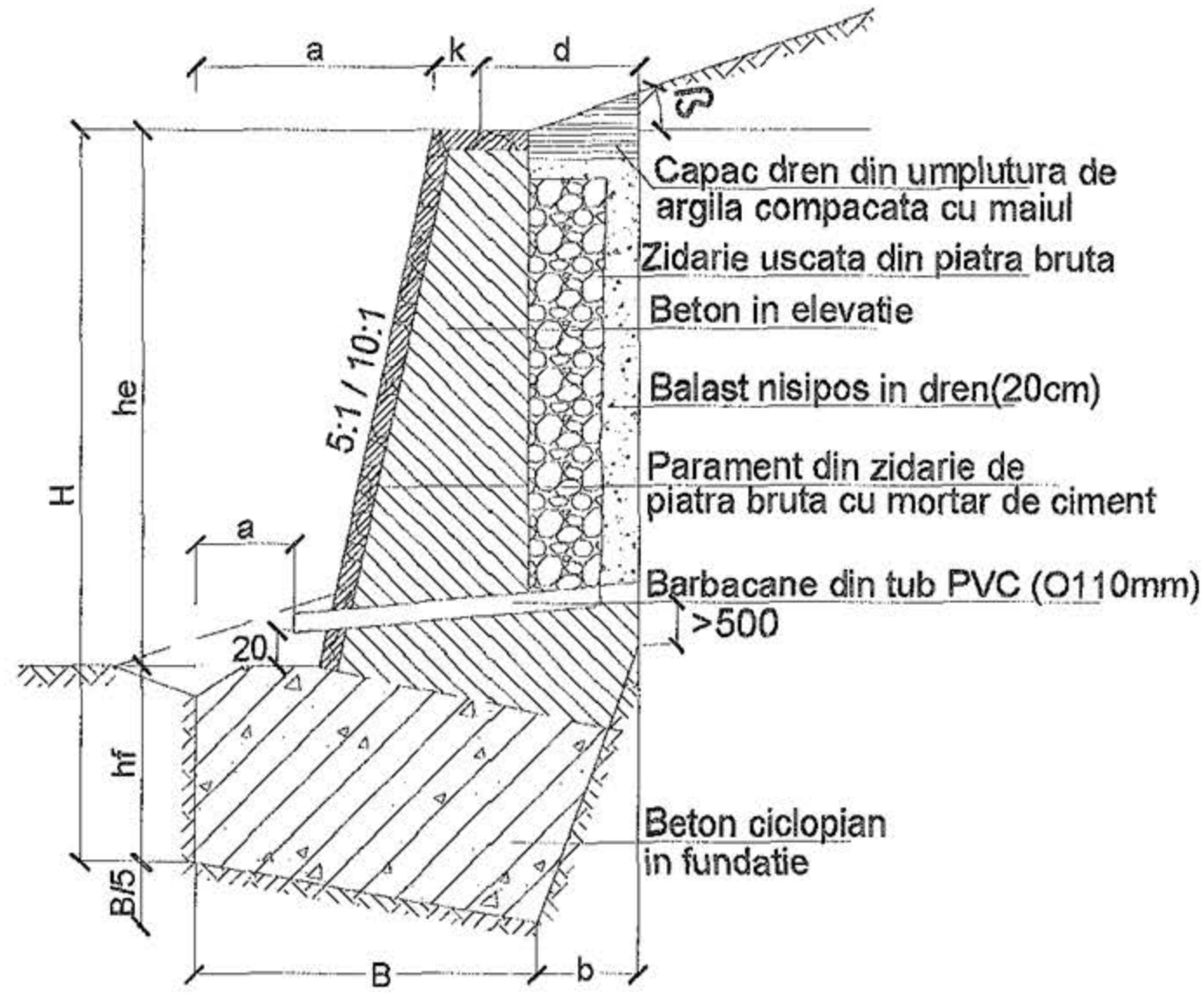


Fig. 14.4. Zid de sprijin din beton

Zidurile de sprijin sunt continue, în lungul maselor de pământ susținute şi pot fi de rambleu sau de debleu, după cum sunt utilizate pentru a susține umpluturi sau săpături.

Zidul de sprijin de debleu se execută la piciorul taluzului (având grijă ca în curbe să fie asigurată vizibilitatea). Un zid de sprijin este alcătuit din fundație, elevația zidului şi sistemul de drenare.

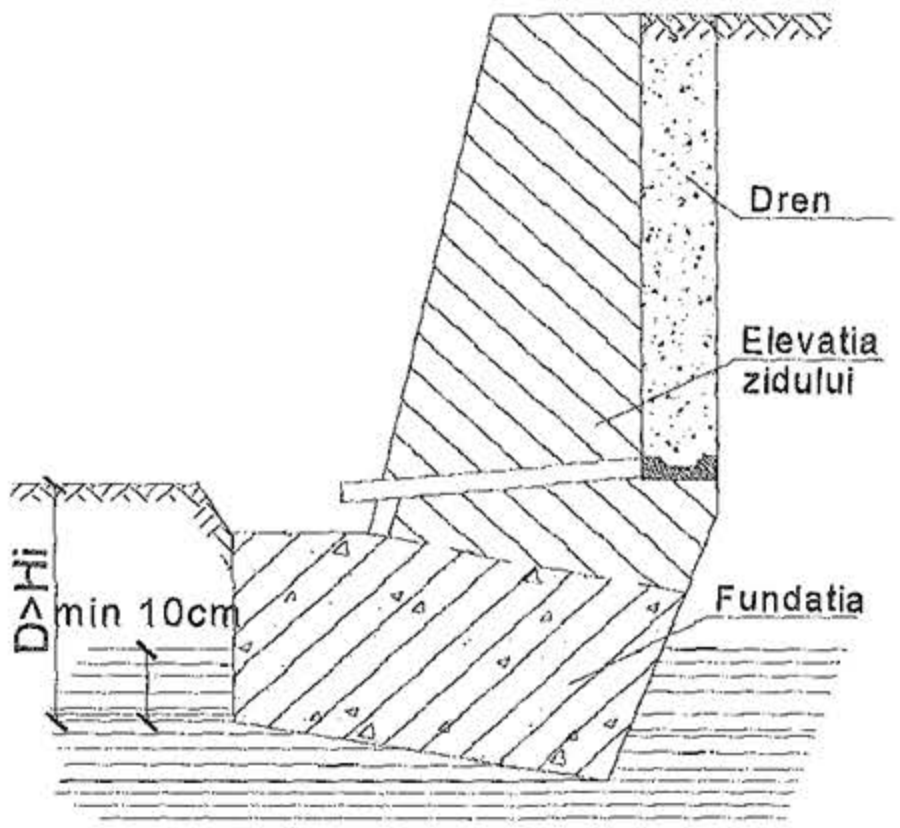


Fig. 14.5. Zid de sprijin de greutate

Fundația zidului are rolul de a prelua sarcinile transmise de elevația zidului (împingerea pământului, sarcini din trafic, greutatea elevației şi cea proprie) şi a le transmite terenului de fundare. Acestea se încastrează în straturi de teren rezistente şi stabile, așezându-se la o adâncime mai mare ca adâncimea de îngheţ. Talpa fundației de debleu se execută paralelă cu linia roșie a drumului, când declivitățile sunt mai mici de 5% şi în trepte când declivitățile sunt mai mari de 5%, Fig. 14.6.

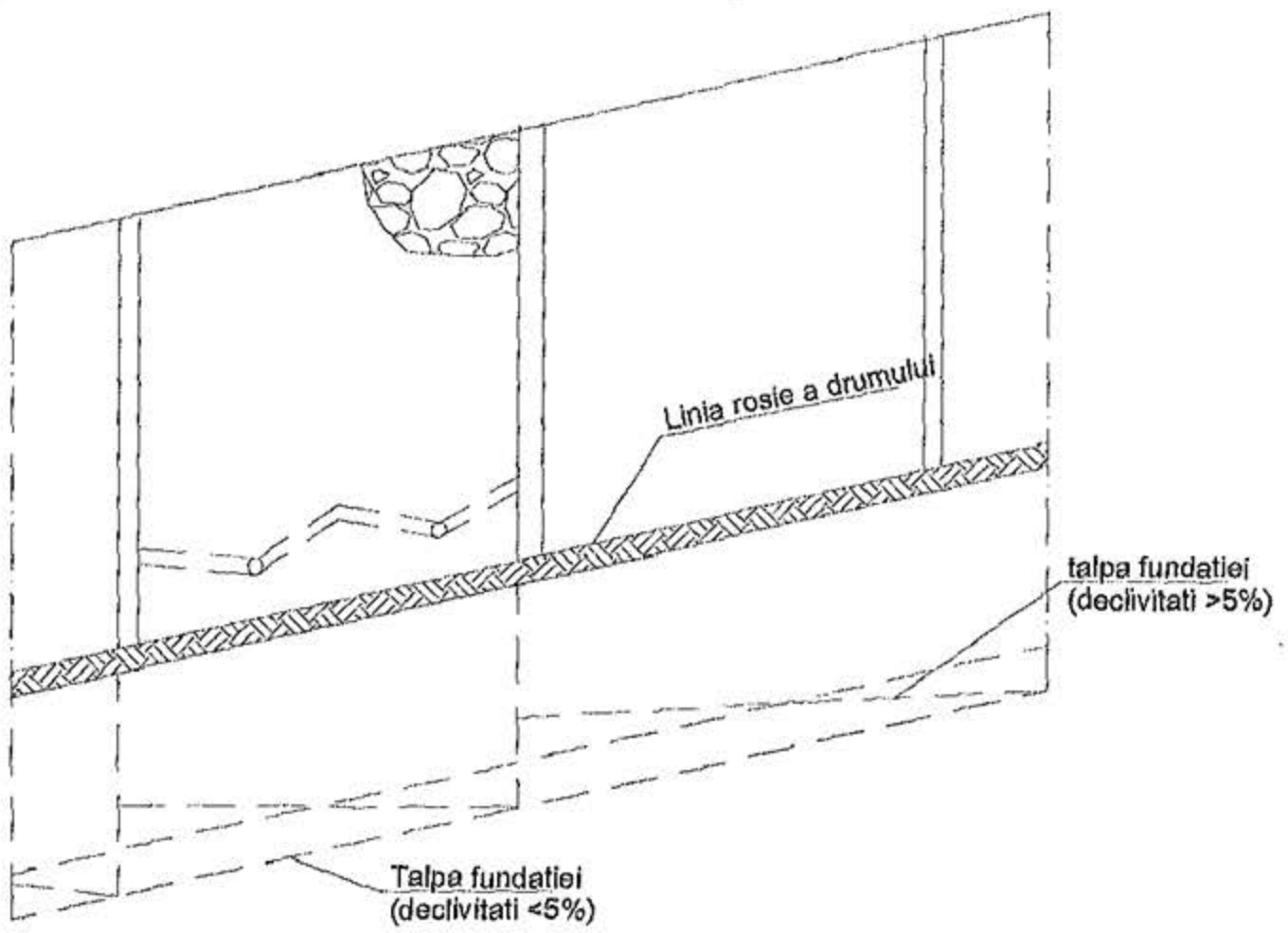


Fig. 14.6. Realizarea tălpii fundației

Betoanele din elevația zidului se toarnă în continuare peste cel din fundație (fără întrerupere); eventualele rosturi de turnare se execută cu înclinare de 1,5 spre spatele zidului.

Stabilitatea acestor ziduri este asigurată prin greutatea lor proprie şi prin forma secțiunii transversale. Din aceasta cauză, ele au în general, dimensiuni mari, fiind neeconomice pentru înălţimi mai mari de 3,0...5,0m. Folosirea lor este recomandată atunci când materialul din zidărie se găsește la faţa locului, economisind cantităţi importante de ciment.

Formele uzuale ale acestor ziduri se prezintă în Fig. 14.7. La înălţimi mai mari, pentru a reduce împingerea activă a pământului şi a mări stabilitatea zidului, se prevede o consolă de descărcare la o înălţime de (1/3 ...1/2)H, de la partea superioară a zidului, Fig. 14.8.

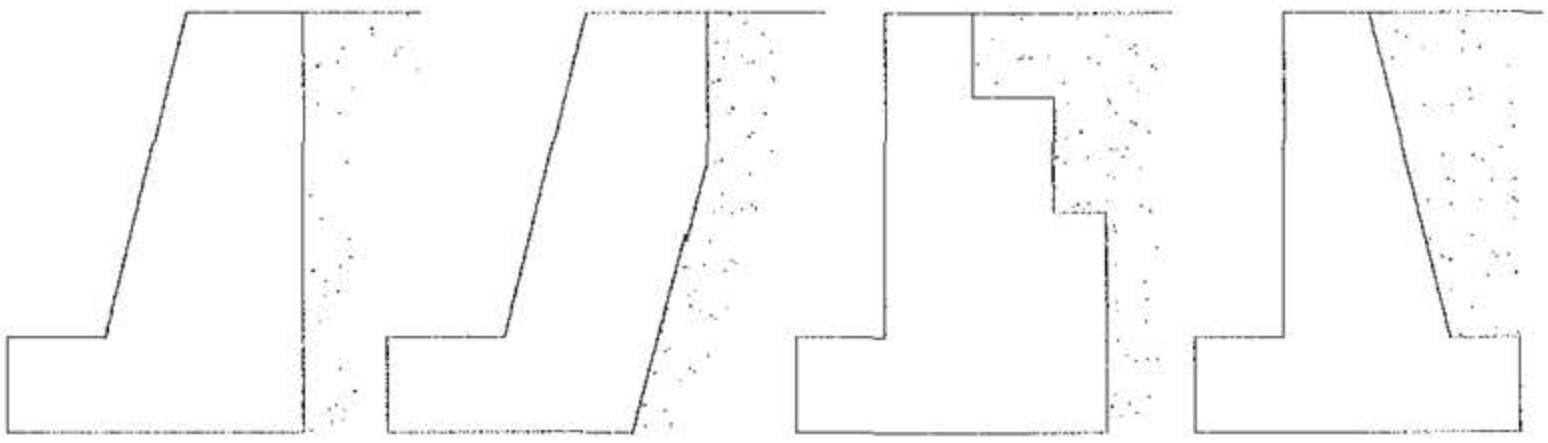


Fig. 14.7. Tipuri de ziduri de greutate

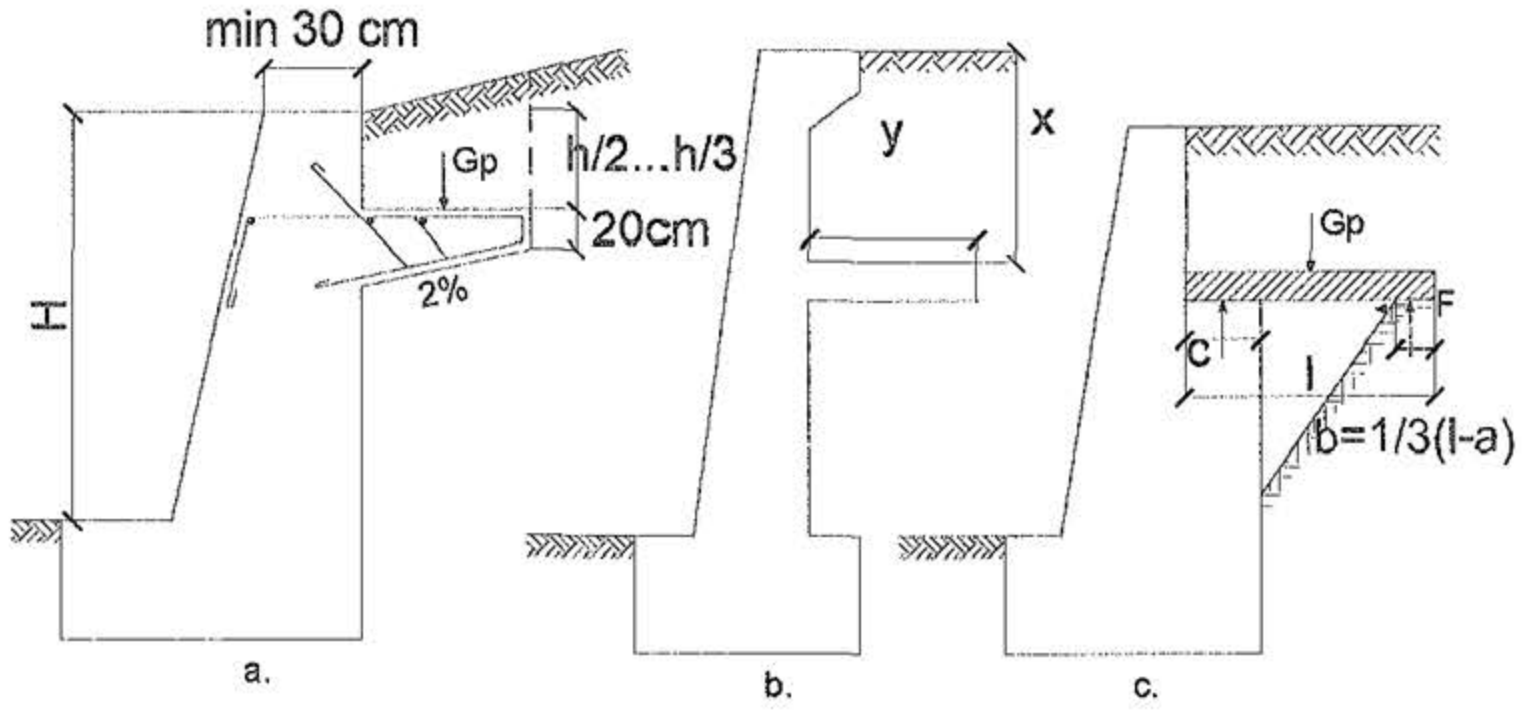


Fig. 14.8. Ziduri de sprijin cu console de descărcare

La înălţimi mari, se pot prevedea chiar două sau mai multe console. Consola de descărcare poate fi înlocuită cu o placă portantă, rezemată cu o margine pe o treaptă practicată în zidul de sprijin, iar cu cealaltă latură pe teren în afara prismului care alunecă.

În acest caz greutatea prismului de pământ situat deasupra plăcii şi forța de frecare dintre placă şi teren măresc stabilitatea la alunecare şi răsturnare a zidului.

14.3. Ziduri de sprijin din beton armat (tip cornier)

Din punct de vedere constructiv, zidurile de sprijin din beton armat pot fi de mai multe tipuri, Fig. 14.9.:

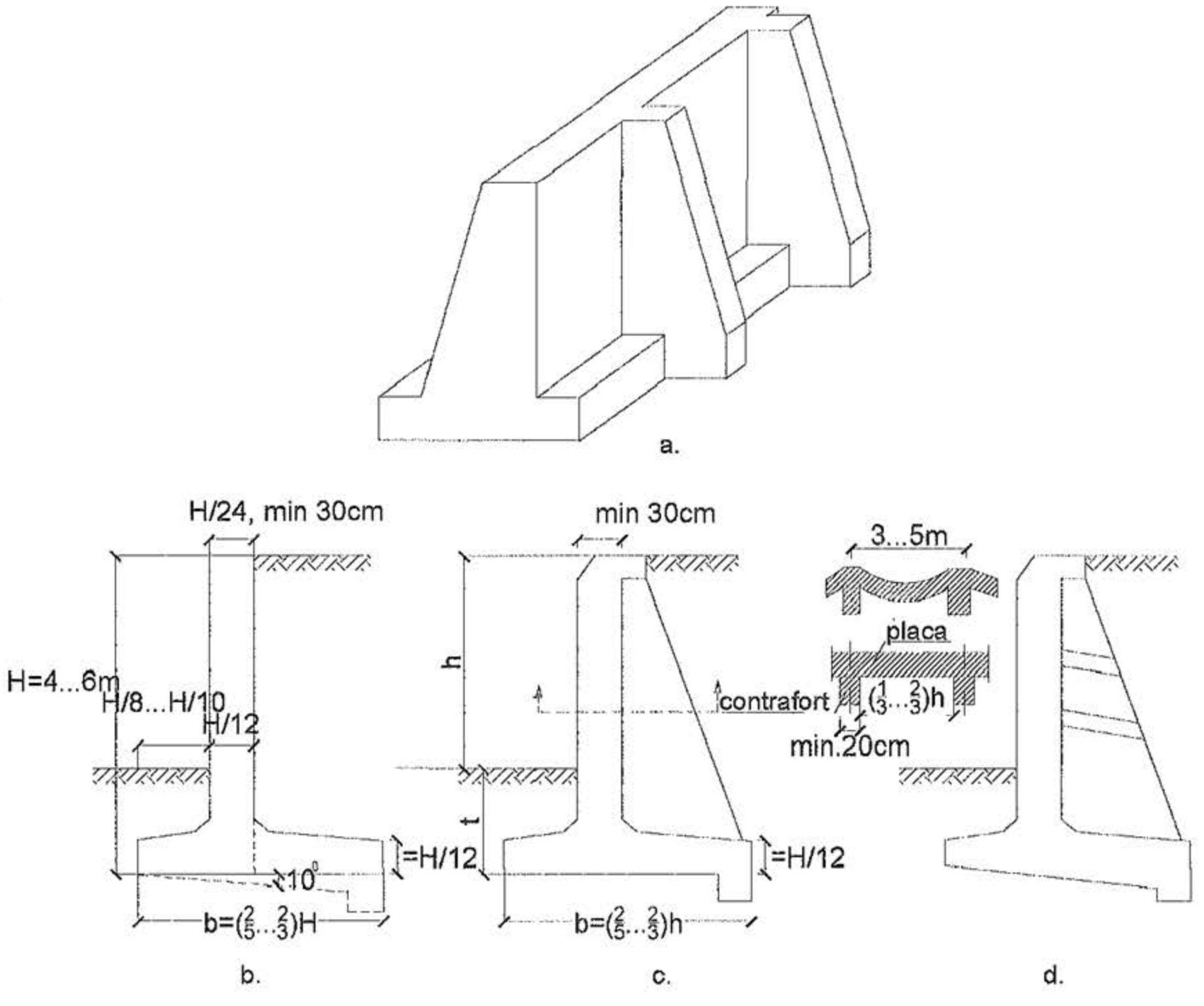


Fig. 14.9. Ziduri de sprijin tip cornier

– Ziduri de sprijin tip cornier, Fig. 14.9.b,

– Ziduri de sprijin cu contraforți, Fig. 14.9.a.,

– Ziduri de sprijin cu contraforți şi placă intermediară de descărcare, Fig. 14.9.d,

– Ziduri de sprijin din elemente prefabricate şi pământ armat.

Zidul de sprijin fără contrafort Fig. 14.9.b. este alcătuit dintr-o placă care formează peretele, ce preia împingerea pământului şi o placă orizontală care formează talpa zidului.

Peretele şi talpa zidului constituie un sistem de 3 console încastrate în nodul comun, Fig. 14.10. Peretele zidului se termină la partea superioară cu o rigidizare. Pentru îmbunătățirea stabilității, talpa zidului se poate adopta înclinată, Fig. 14.9.b. sau cu pinten, Fig. 14.9.c.

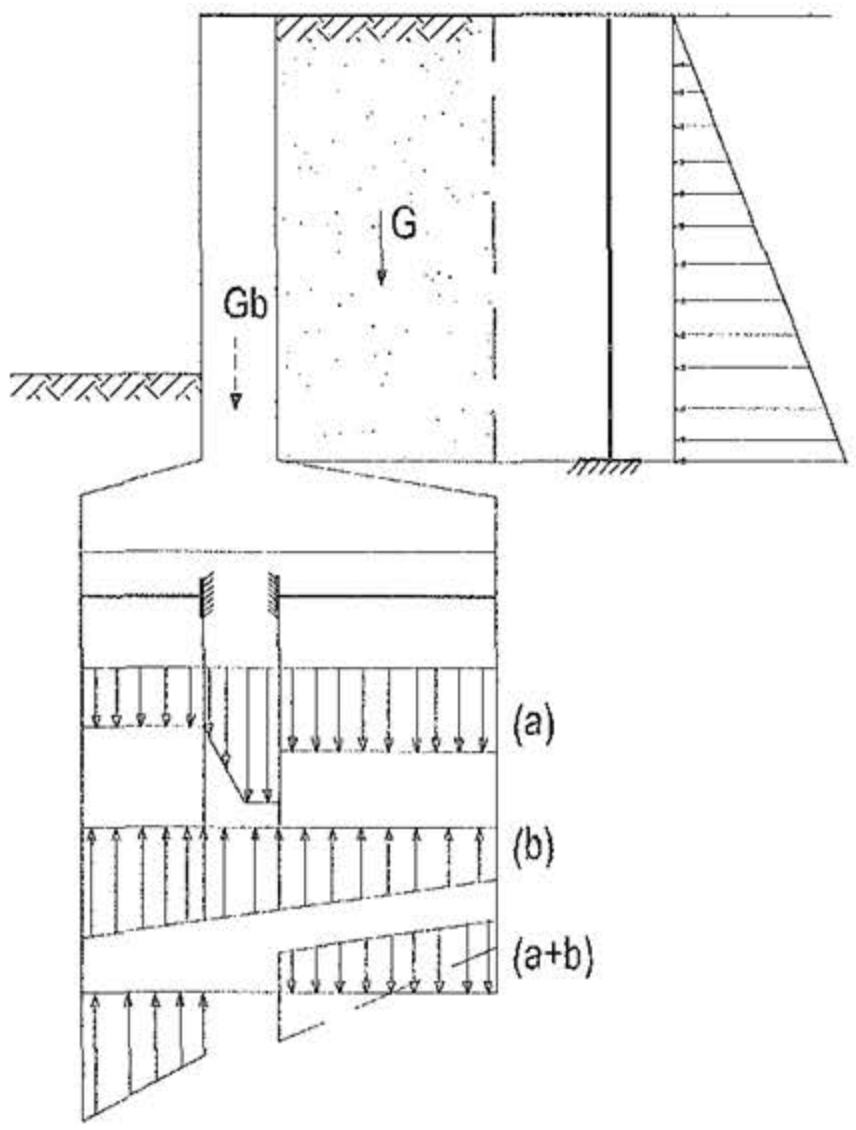


Fig. 14.10. Calculul armaturii zidurilor tip cornier

Amplasarea pintenului se face ca în Fig. 14.11. sau în prelungirea inimii zidului Fig. 14.12. În această situație poate apărea o extindere a suprafeței de rupere.

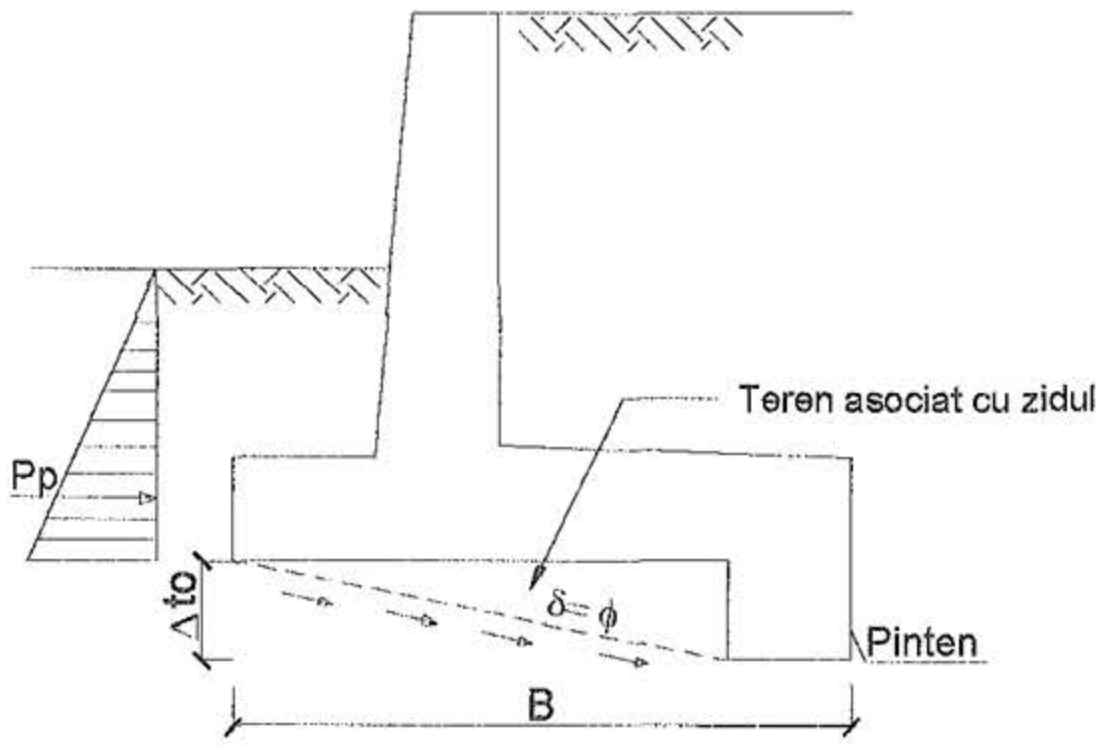


Fig. 14.11. Zid de sprijin cu pinten în aval

Plasarea pintenului în zona de amonte are cea mai mare eficienţă în antrenarea unor solicitări de rezistență pasivă.

Zidul de sprijin cu contrafort se recomandă la înălțimi mari (H=4...6m). Pentru a nu mări prea mult peretele vertical, contraforții sunt în acest caz, niște console verticale transversale, încastrate în talpa fundației. Distanţa dintre contraforți se consideră de 2...3m. Dacă peretele vertical plan se înlocuiește cu bolţi cilindrice, distanţa dintre contraforți se poate mări la 3...5m. Zidurile de sprijin cu contraforți şi placă intermediară

de descărcare sunt recomandate la înălțimi foarte mari (H>8m). Placa de descărcare se așează aproximativ la mijlocul zidului.

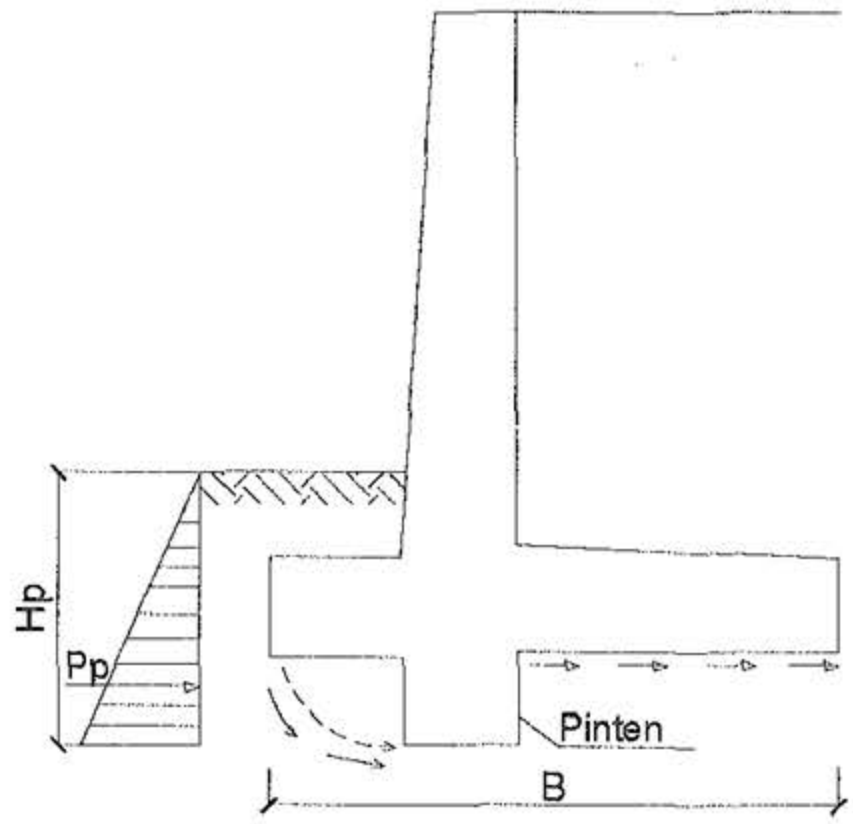


Fig. 14.12. Zid de sprijin cu pinten intermediar

Pentru sprijinirea unor taluzuri alunecătoare este recomandată folosirea unor ziduri de sprijin fundate pe barete scurte, conduse până în terenul stabil. 14.13.

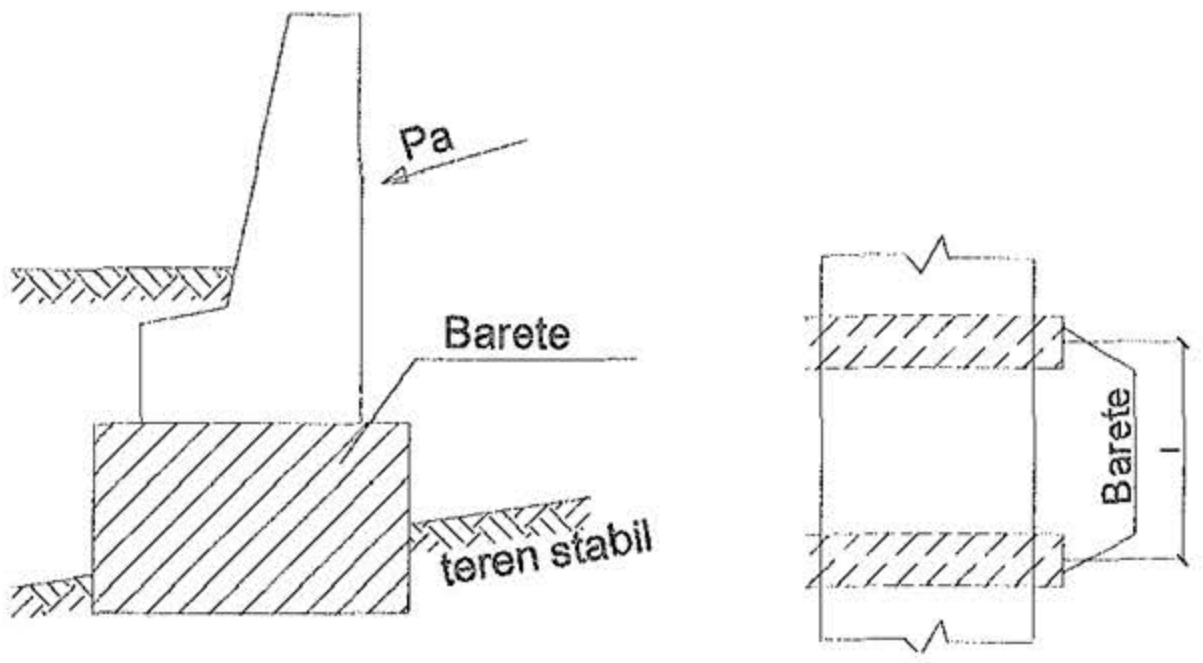


Fig. 14.13. Ziduri de sprijin în terenuri alunecătoare

14.4. Ziduri de sprijin din gabioane

Alt sistem frecvent folosit este cel al realizării zidului de sprijin din gabioane, Fig. 14.14.

Ele se realizează din cutii de plasă din sârmă umplute cu piatră, cutia având dimensiunea de 1.00, 1.50 sau 2.00m. Lungimea cutiei este de 1m. Ele se pot realiza cu trepte spre amonte sau spre aval. Este indicată înclinarea structurii către amonte cu cca. 6-8 grade.

Permeabilitatea şi flexibilitatea gabioanelor le fac adaptabile pentru masive de pământ saturate cu coeziune redusă.

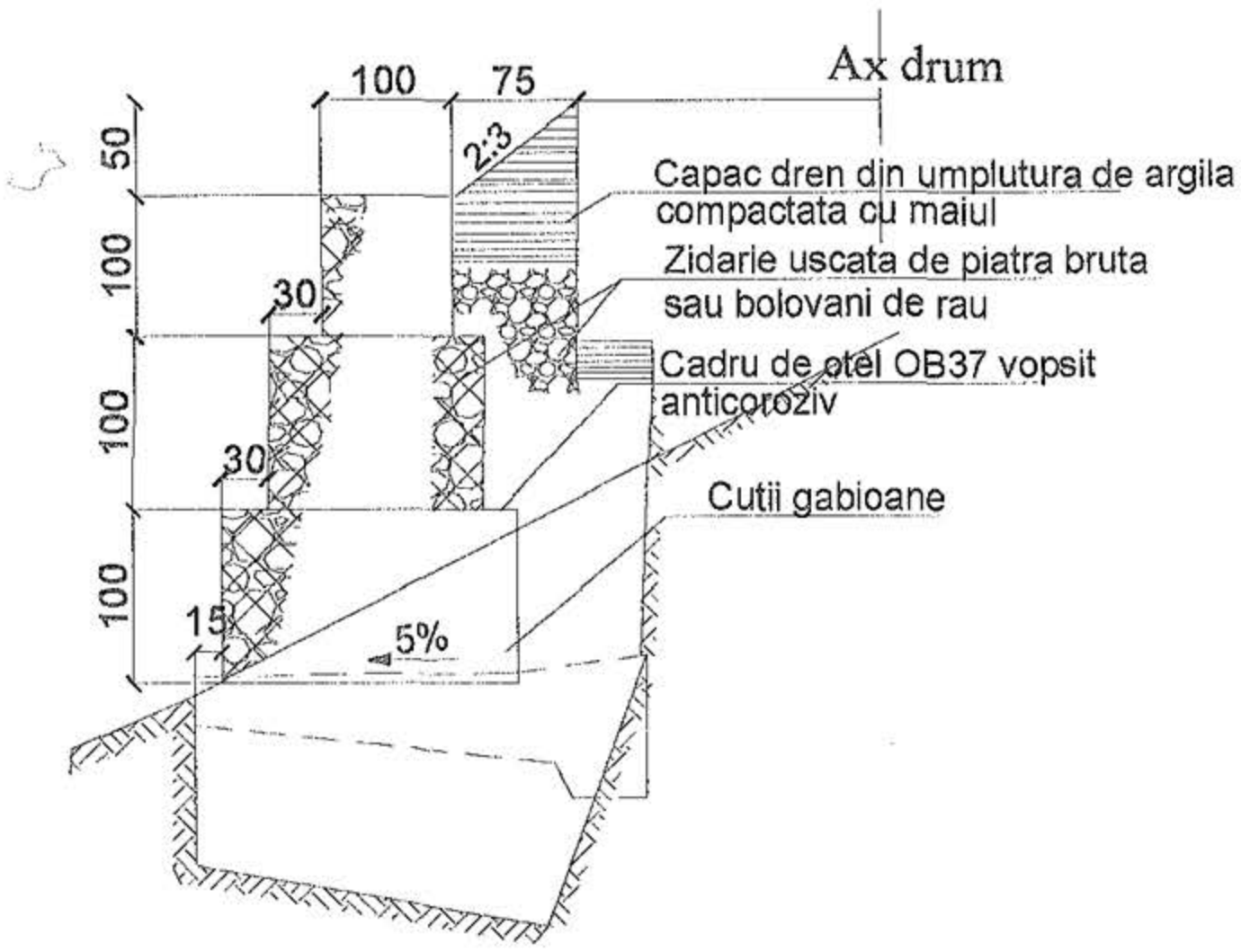


Fig. 14.14. Zid de sprijin din gabioane

14.5. Ziduri de sprijin prefabricate

Ele pot fi realizate din elemente prefabricate, montate sub formă de cutii, umplute ulterior cu material grosier, piatră spartă, bolovani etc., Fig. 14.15.

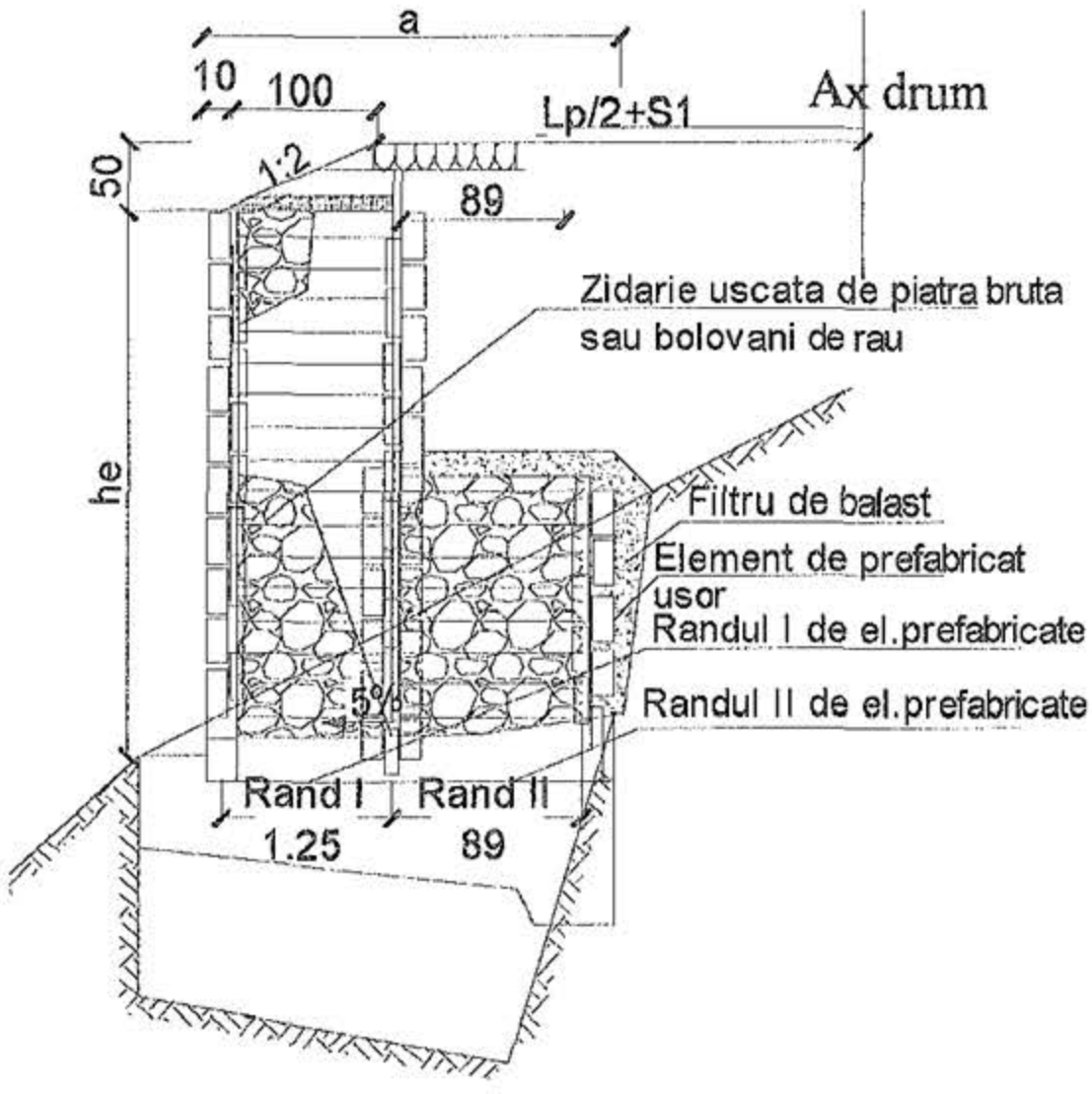


Fig. 14.15. Zid de sprijin din elemente prefabricate

Un sistem de ziduri de sprijin prefabricate este cel realizat din elemente tip cornier, Fig. 14.16.

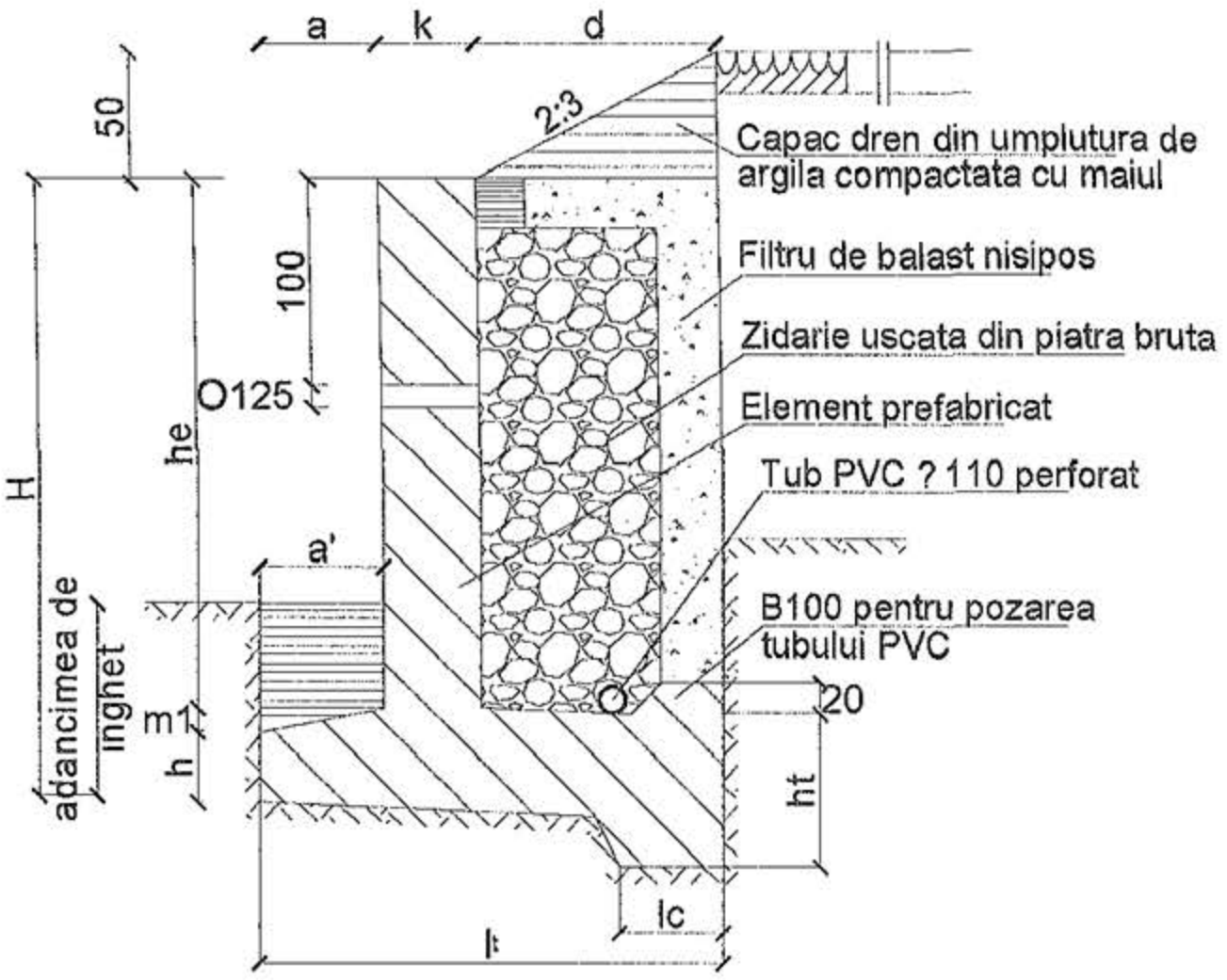


Fig. 14.16. Zid de sprijin prefabricat

Alte sisteme de ziduri de sprijin prefabricate sunt cele executate din cutii prefabricate, Fig. 14.17.

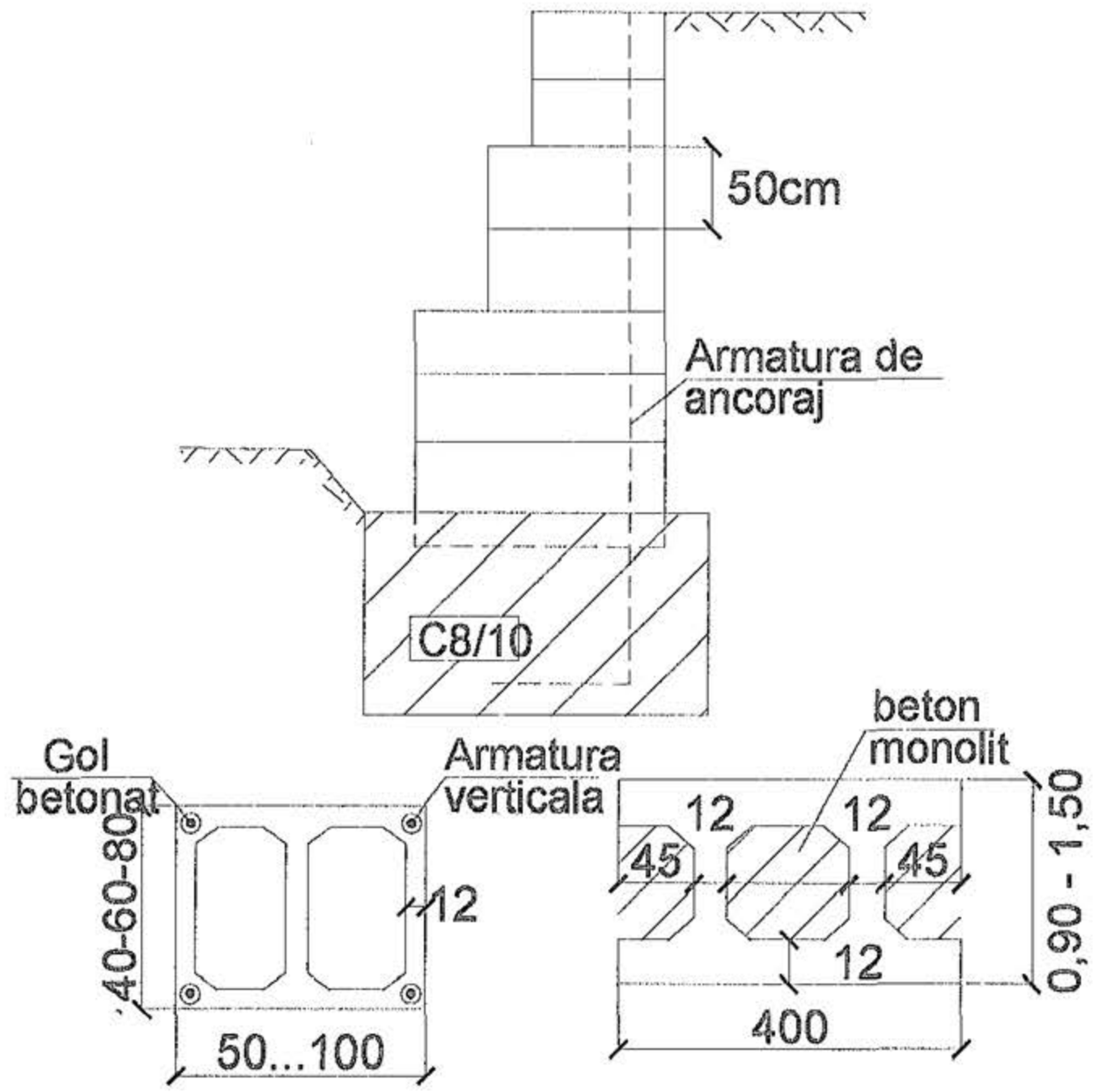


Fig. 14.17. Zid de sprijin din cutii prefabricate

Ele se realizează din :

– fundație monolita (beton),

– elevația zidului din elemente prefabricate, executate sub forma unor cutii prefabricate montate în lungul zidului asemănător unei zidării.

Cutia inferioară se montează înaintea întăririi betonului din fundație prin încastrarea ei în beton pe o adâncime de 20-30 cm.

După montarea unor șiruri de cutii (max. 2), se trece la umplerea golurilor cu beton simplu de clasă inferioară.

Pentru a asigura o mai bună rigiditate a zidului, se pot prevedea în casetele prefabricate goluri (ϕ10 cm) prin care se conduc armături ancorate în fundația monolită şi care se betonează după ancorarea armaturii la partea superioară a peretelui.

14.6. Împingerea pământului asupra zidurilor de sprijin

Zidurile de sprijin sunt elemente structurale care preiau în principal solicitările date de împingerea pământului. Calculul împingerii pământului se face pe peretele din amonte a zidului care este în contact permanent cu masa de pământ susținută. În afara solicitărilor date de împingerea (activă) a pământului, asupra zidului de sprijin acționează şi sarcini din solicitările variabile (circulație, forţe concentrate, forţe distribuite etc.) care acționează la suprafața terenului înconjurător.

Valoarea împingerii active a pământului care acționează pe paramentul zidului se determină cu relațiile, Fig. 14.18:

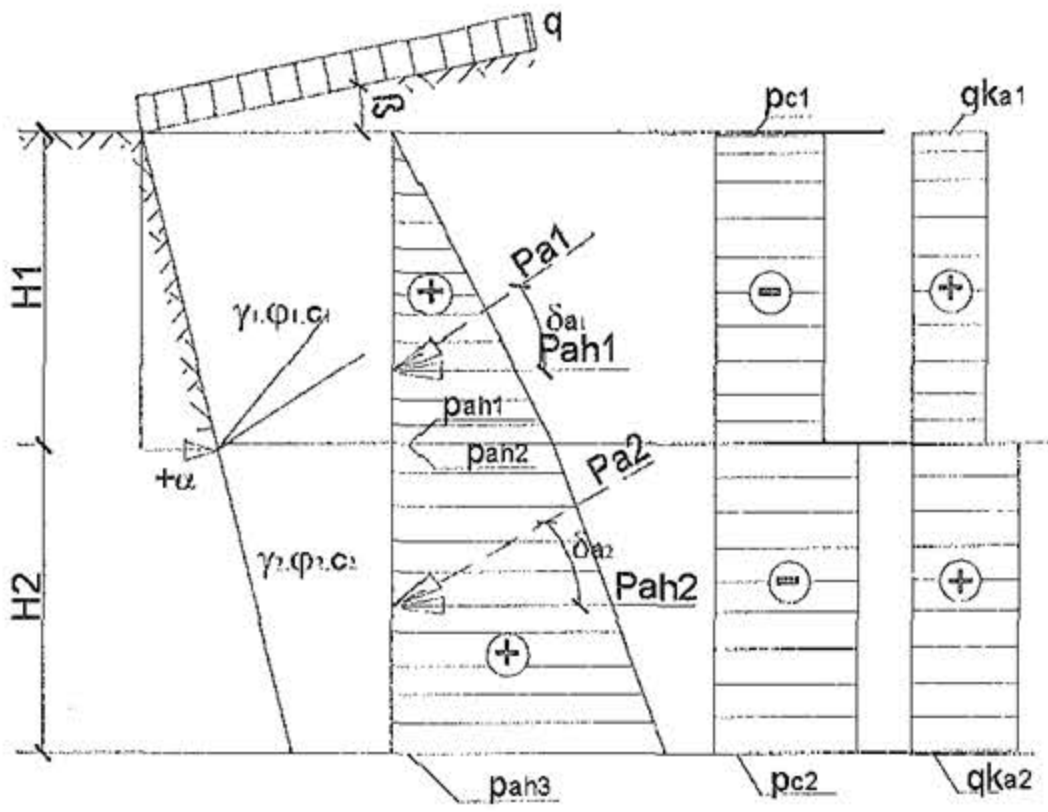


Fig. 14.18. Împingerea pământului asupra zidului de sprijin

$$p_{ah1} = \gamma_1 H_1 K_{ah1}$$

$$p_{ah2} = \gamma_1 H_1 K_{ah2}$$

$$p_{a3} = \gamma_1 H_1 K_{ah2} + \gamma_2 H_2 K_{ah2} \qquad (14.1)$$

$$p_{c1} = -2c_1\sqrt{K_{ah1}}$$

$$p_{c2} = -2c_2\sqrt{K_{ah2}}$$

unde: K_{ah} - este coeficientul de împingere activă în direcție orizontală determinat cu relația:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta_a)+\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\alpha-\delta_a)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2\alpha} \qquad (14.2)$$

unde δ_a - unghiul de frecare dintre zid şi teren ($\delta_a = \frac{\varphi'}{2} - \frac{2}{3}\varphi'$).

Valoarea împingerii active pe fiecare strat se determină cu relația:

$$P_{a1} = \frac{1}{2}\cdot p_{ah1}\cdot H_1$$

$$P_{a2} = \frac{p_{ah1}+p_{ah2}}{2}\cdot H_2 \qquad (14.3)$$

acționând în centrul de greutate a diagramei de presiuni şi având o înclinare săltată faţă de normala la parament cu $+\delta_a$.

Componentele acestor rezultante sunt:

$$P_{ah1} = P_{a1}\cdot\cos\delta_{a1} \qquad P_{ah2} = P_{a2}\cdot\cos\delta_{a2}$$

$$P_{av1} = P_{a1}\cdot\sin\delta_{a1} \qquad P_{av2} = P_{a2}\cdot\sin\delta_{a2} \qquad (14.4)$$

Atunci când se poate conta pe antrenarea rezistentei pasive în faţa zidului de sprijin (turnarea directă a betonului în săpătură), valoarea rezistenţei pasive se determină cu relația, Fig. 14.19.

$$p_{ph} = \gamma\cdot H_f\cdot K_{ph} \qquad (14.5)$$

unde: $K_{ph} = tg^2(45+\varphi/2)$.

Reacțiunea pasivă se calculează cu relația:

$$P_{ph} = \frac{1}{2}\cdot p_{ph}\cdot H_f \qquad (14.6)$$

având direcția săltată în jos cu unghiul $+\delta_p$ faţă de normala la parament.

Valoarea unghiului de frecare $\delta_p = (\varphi' - 2/3\varphi')$.

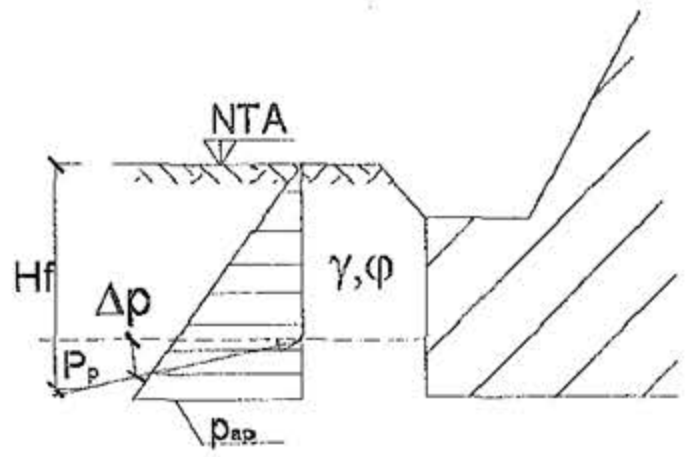


Fig. 14.19. Calculul rezistenței pasive

Diversitatea şi formele particulare ale zidurilor de sprijin prezentate, impune unele precizări cu privire la modul de calcul a împingerii active a pământului .

a. Ziduri de sprijin de greutate cu paramentul frânt

În cazul în care zidul de sprijin are suprafața de contact frântă sau curbă, calculul analitic al împingerii active se face conform Fig. 14.20. În cazul când suprafața AA' este astfel înclinată încât direcția împingerii active ar rezulta sub orizontală, caz ce nu poate fi luat în considerare, aceasta se consideră acționând pe direcția orizontală.

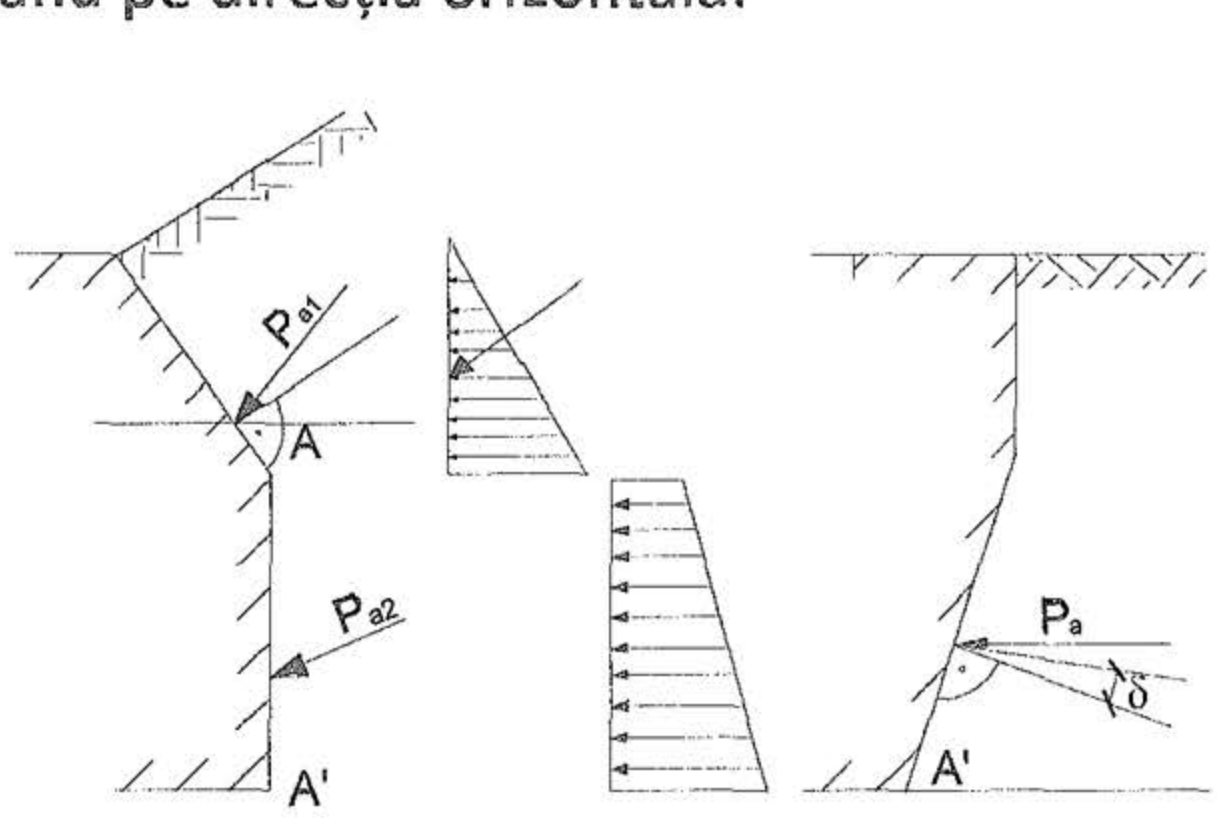


Fig. 14.20. Zid de sprijin cu parament frânt

b. Ziduri de sprijin de greutate cu paramentul în trepte

În acest caz împingerea activă se calculează faţă de suprafața AA', care trece prin colţurile treptelor. De aceea, unghiul de frecare perete-pământ δ se transformă în unghi de frecare pământ-pământ, Fig. 14.21.

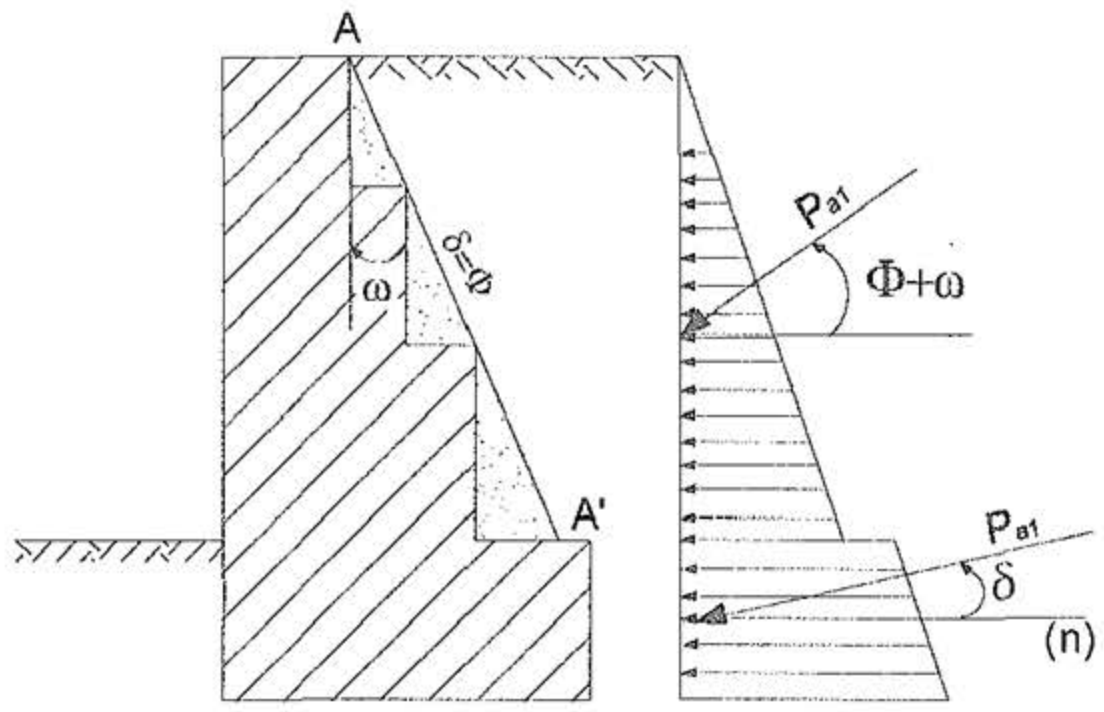


Fig. 14.21. Zid de sprijin cu parament în trepte

c. Ziduri de sprijin cu suprafața terenului taluzată

Pentru cazul când nivelul liber al terenului este taluzat, calculul împingerii active se poate face așa cum se arată în Fig. 14.22.

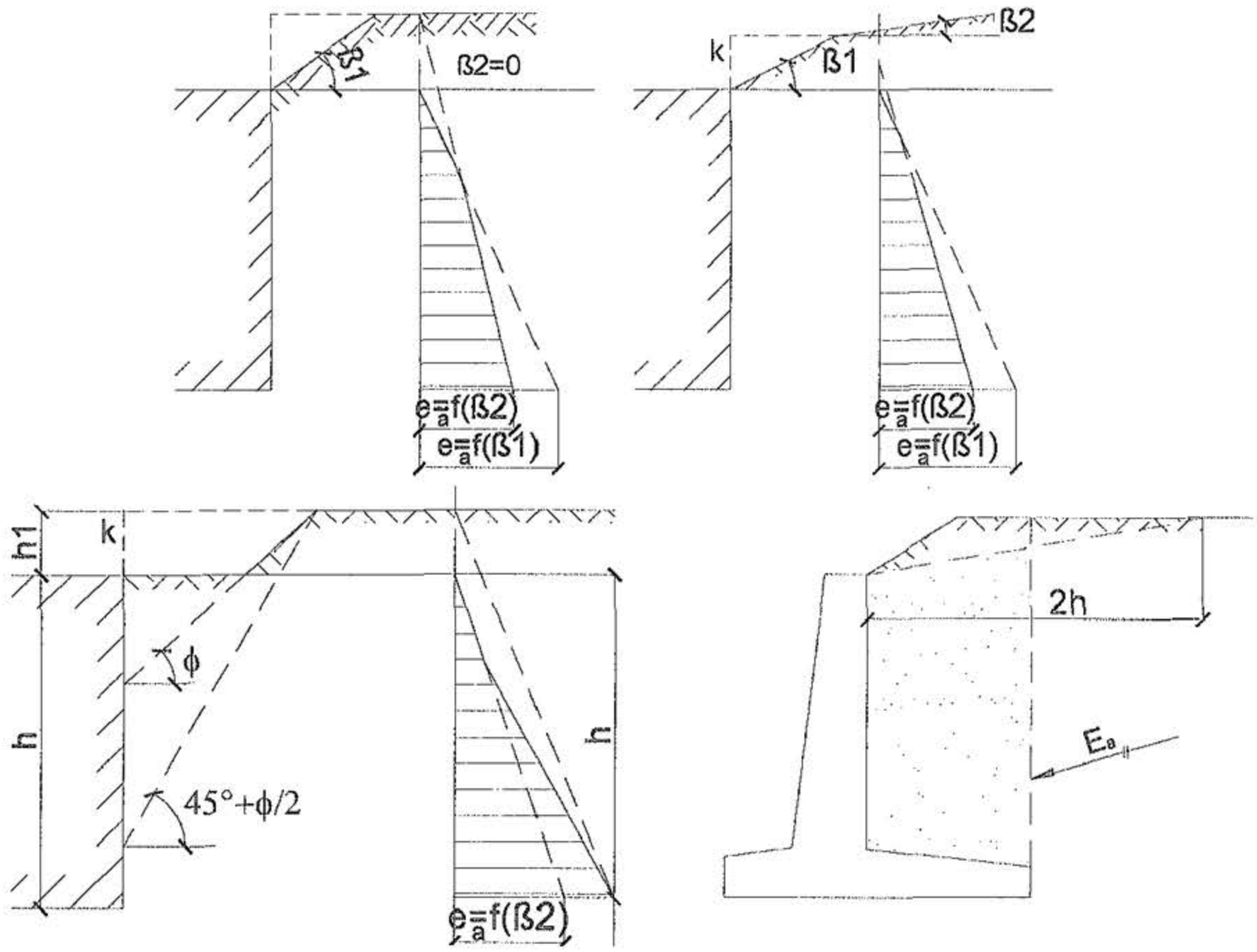


Fig. 14.22. Zid de sprijin cu teren taluzat

d. Influenţa supraîncărcării terenului, pentru câteva cazuri caracteristice se prezintă în Fig. 14.23.

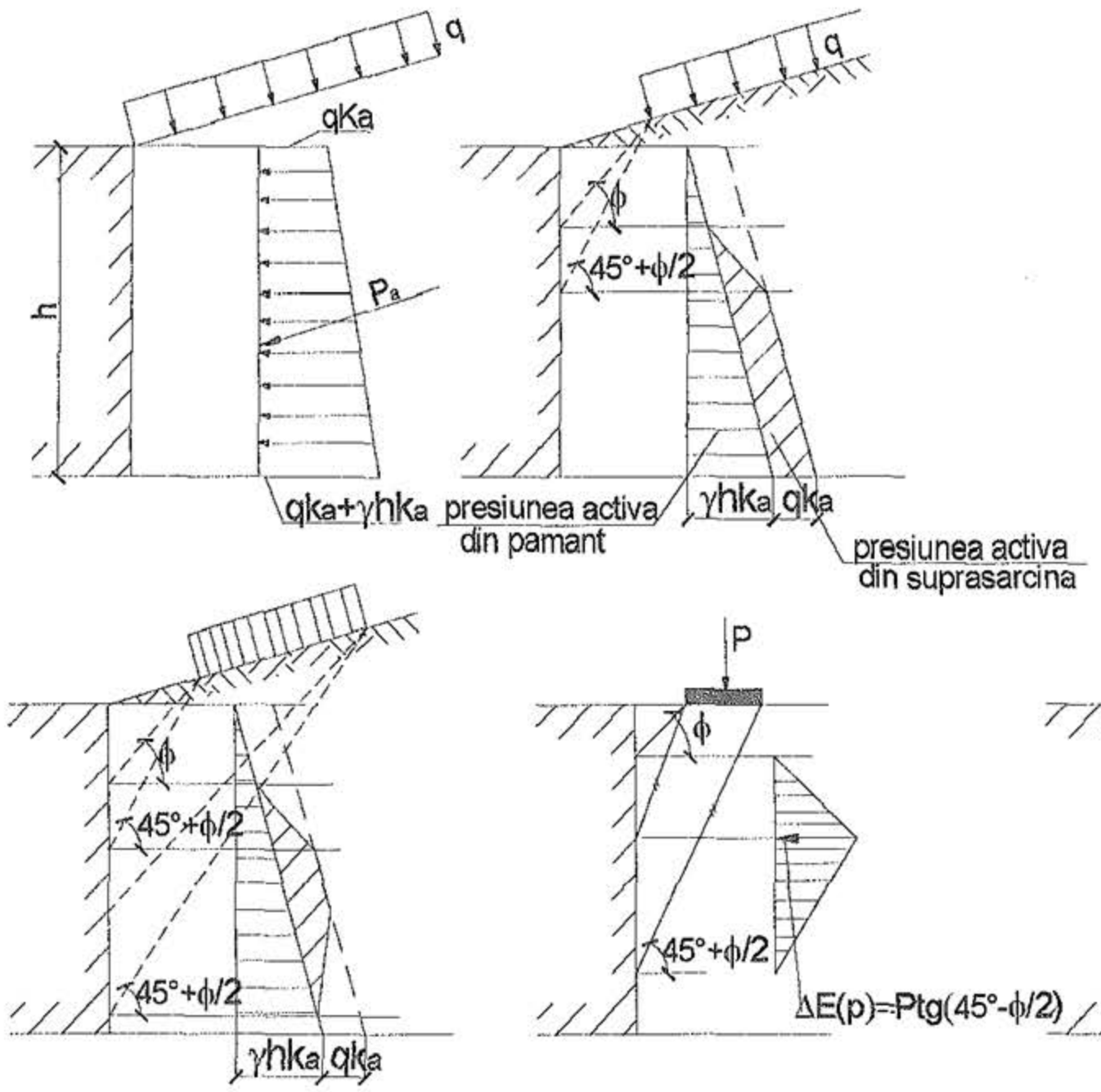


Fig. 14.23. Influența încărcărilor

e. Ziduri de sprijin cu console de descărcare

Folosirea acestor ziduri de sprijin duce la o reducere a diagramei de presiuni din împingerea pământului, Fig. 14.24.

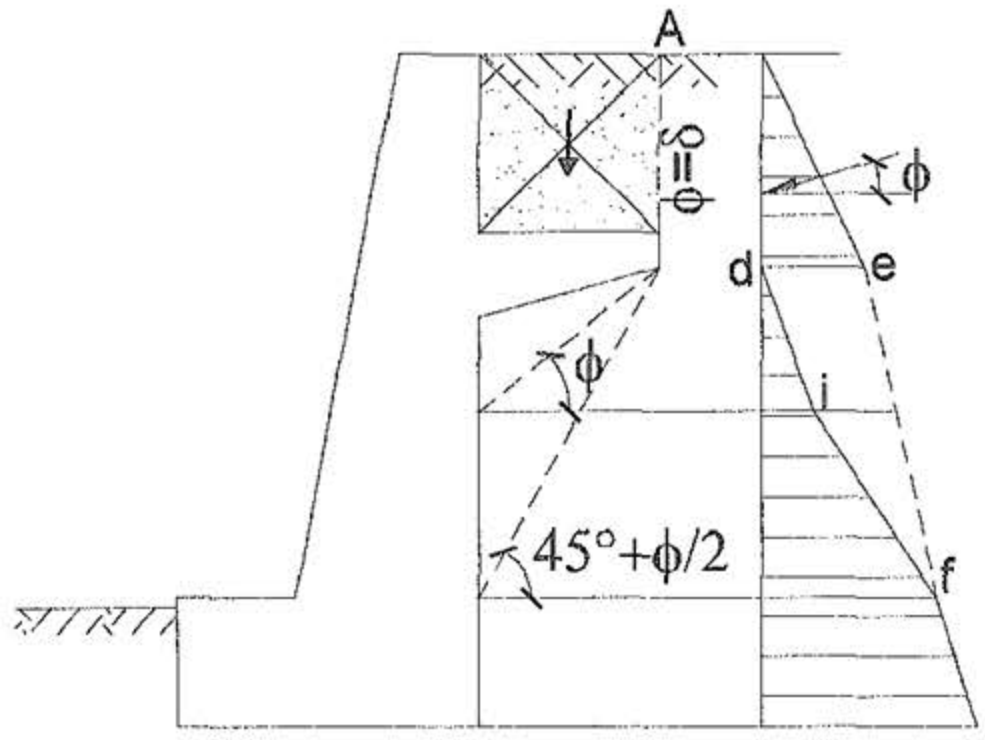


Fig. 14.24. Ziduri de sprijin cu console de descărcare

De asemenea, deasupra consolei, calculul împingerii active se face pe suprafața de separație AA', pentru care unghiul de frecare este $\delta = \phi$.

Când planul dus la unghiul $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ prin capătul consolei nu intersectează peretele zidului, acesta se duce pană la baza zidului de sprijin.

Asemănător se determină variația presiunilor active şi în cazul zidurilor cu contrafort şi placă de descărcare.

f. Cazul umpluturilor înguste

Dacă umplutura executată în spatele zidului de sprijin este îngustă, nu mai este posibilă dezvoltarea prismului de cedare, apărând o reducere a împingerii, Fig. 14.25.

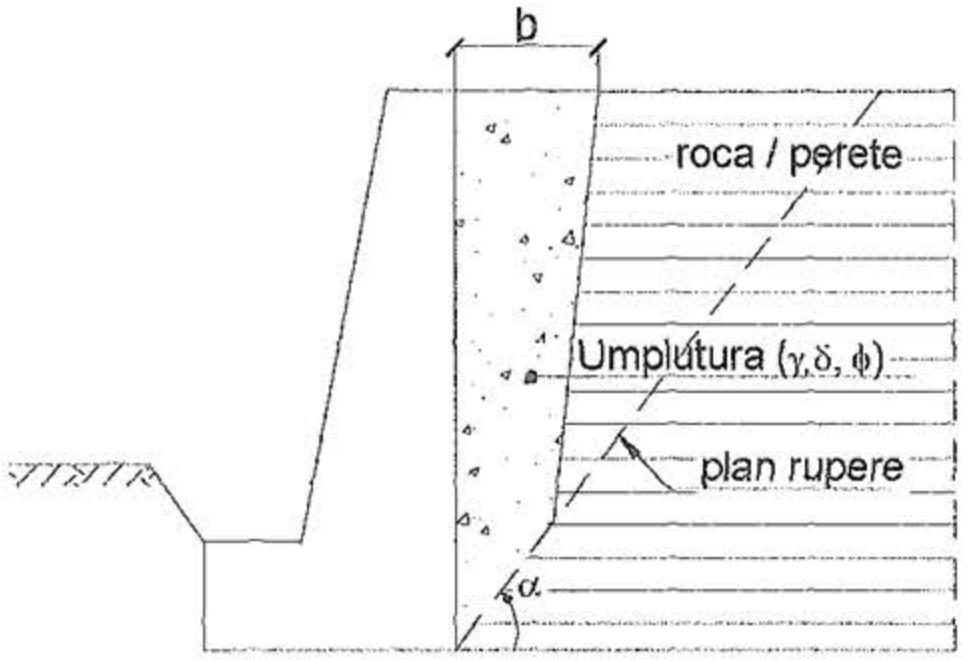


Fig. 14.25. Zid de sprijin cu umplutură

În această situație, împingerea pământului este egală cu valoarea maximă a împingerii din siloz (Brandl, 1987)

$$p_{hz} = K \cdot p_{vz} \tag{14.7}$$

unde: $$p_{vz} = \frac{\gamma \cdot b}{2K \cdot tg\delta}(1 - e^{-2Ktg\delta z/b}) \tag{14.8}$$

γ - greutatea volumică a umpluturii,

K - coeficientul împingerii în stare de repaus (K_o),

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \tag{14.9}$$

δ - unghi de frecare zid-umplutură.

Dacă pe suprafața umpluturii acționează şi o suprasarcină (q) presiunea suplimentară verticală este:

$$\Delta p_{vz} = q \cdot e^{[2(a+b)/ab]\cdot K\cdot tg\delta_z} \tag{14.10}$$

Împingerea totală va fi:

$$p = p_{vz} + \Delta p_{vz} \tag{14.11}$$

g. Efectul compactării

Atunci când se pune în operă umplutura prin compactare, împingerea pământului poate creşte depășind chiar valoarea în stare de repaus (K_0), Fig. 14.26.

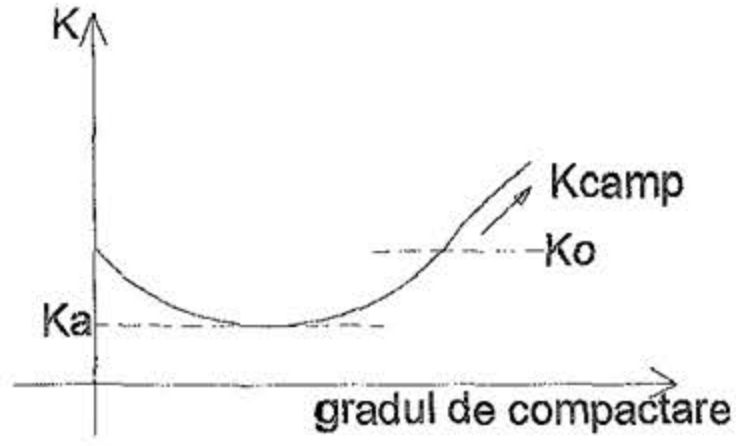


Fig. 14.26. Efectul compactării

Influenţa compactării excesive apare mai importantă pentru compactarea de umpluturi în spaţii înguste.

Spatka (1977) a dat următoarea rezolvare pentru luarea în considerarea a împingerii suplimentare datorită compactării umpluturii din spatele zidului, Fig. 14.27.:

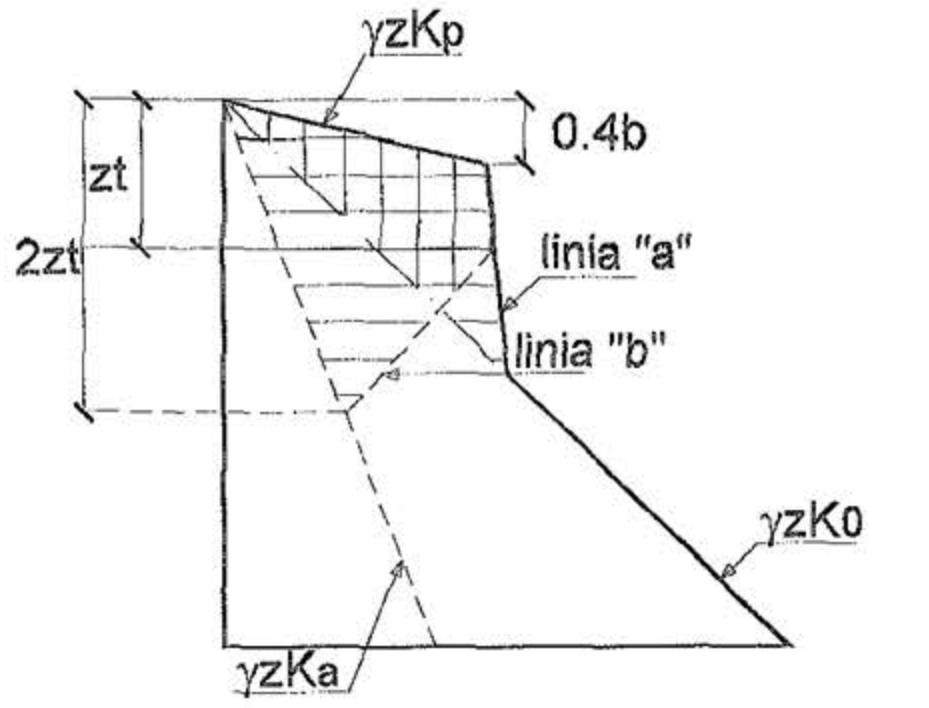


Fig. 14.27. Suplimentarea împingerii datorită compactării umpluturii

h. Împingerea pământului din curgere plastică a terenului

Atunci când zidul de sprijin are rolul de a susține un taluz supus unui fenomen de curgere lentă (plastică) valoarea împingerii pământului va depăși valoarea împingerii active. Această presiune poate fi determinată conform schemei din Fig. 14.28. (Brandl 1987)

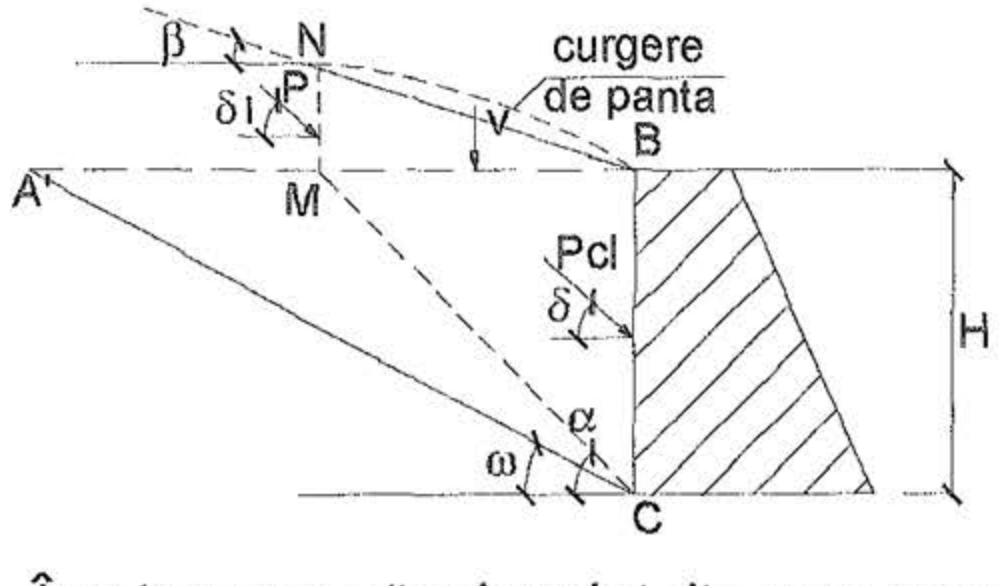


Fig. 14.28. Împingerea pământului din curgere plastică

Pentru un pământ fără coeziune, având $\beta = \varphi$, valoarea împingerii pământului se calculează cu relația :

$$p_{cl} = m \cdot (\varphi) \cdot \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot \cos\varphi \qquad (14.12)$$

Unde $m(\varphi)$ este un coeficient ce poate fi luat din Fig. 14.29.

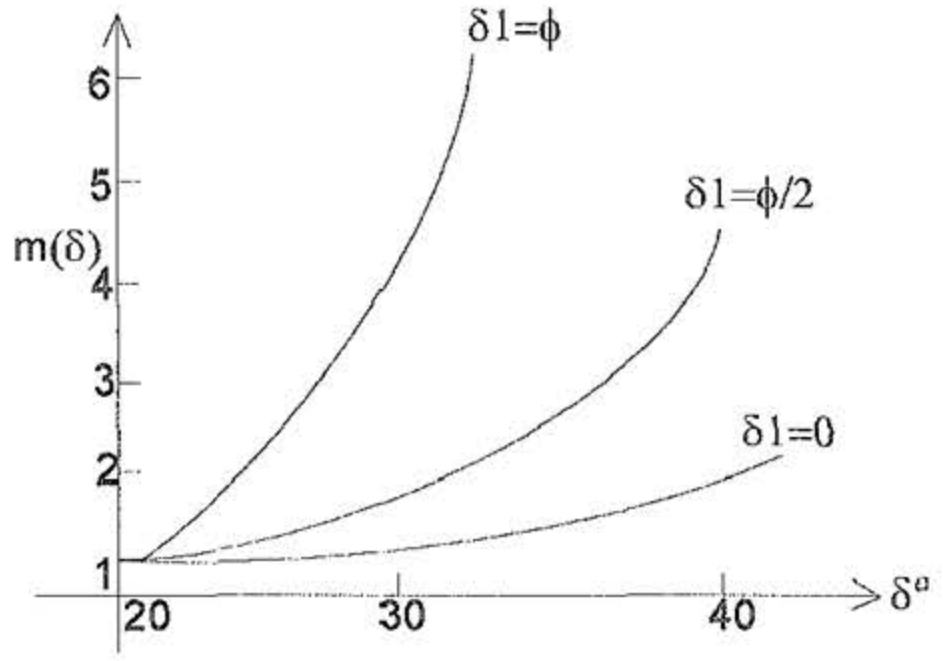


Fig. 14.29. Valoarea coeficientului $m(\varphi)$

Valorile cele mai reale se obțin pentru o valoare $\delta_1 = \varphi/2$. O influenţă importantă asupra valorii împingerii pământului o are flexibilitatea structurii de sprijin. Pentru structuri rigide valoarea împingerii pământului creşte, adică $m(l)$ creşte.

Brandl (1987) pe baza unor încercări pe teren a arătat că o valoare medie a lui δ_1, $\delta_1 = \phi/2$ a dat cele mai bune rezultate.

Valoarea coeficientului de multiplicare, $m(\phi)$ scade odată cu creșterea flexibilității structurii, Fig. 14.30.

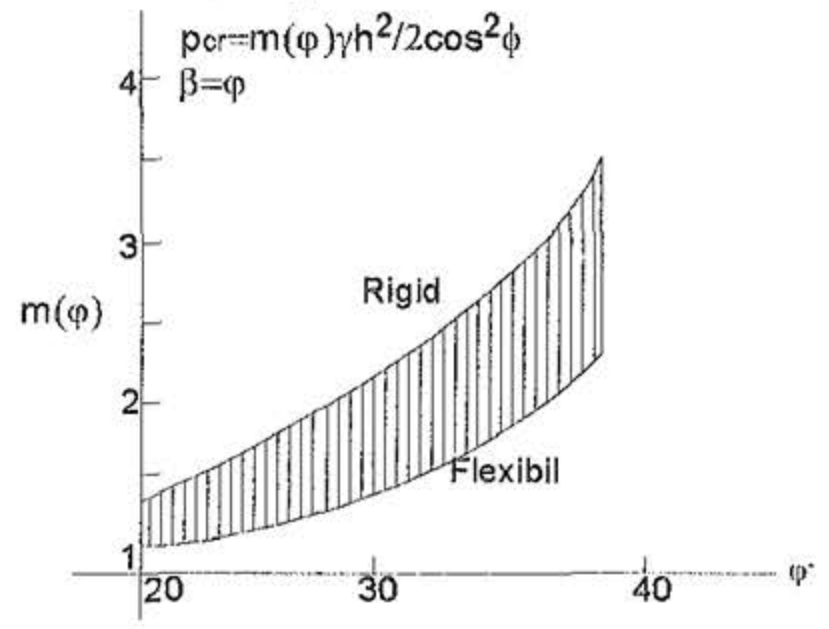


Fig. 14.30. Variația coeficientului $m(\varphi)$ cu rigiditatea structurii

i. Ziduri de sprijin în forma de L

Calculul acestora se face luând ca suprafață de contact suprafața care apare la deplasarea zidului (cazul A) sau considerând aproximativ

suprafața verticală care trece prin extremitatea tălpii zidului (cazul B), Fig. 14.31.

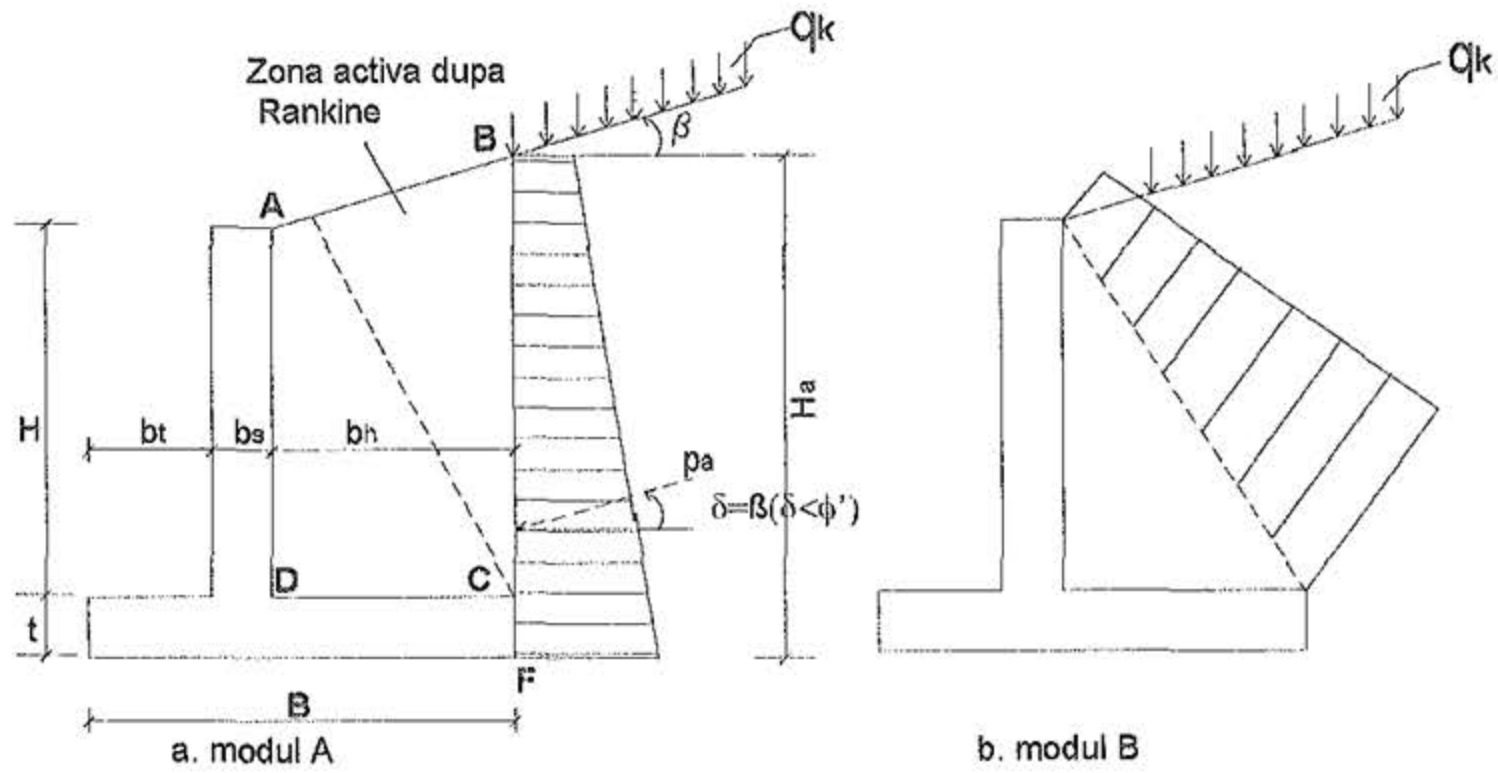


Fig. 14.31. Ziduri de sprijin în formă de L

14.7. Dimensionarea zidurilor de sprijin

În conformitate cu recomandările SR EN 1997/1 dimensionarea zidurilor de sprijin cuprinde următoarele etape:

A. Alegerea dimensiunilor preliminare, în conformitate cu experiența proiectantului sau recomandărilor date anterior.

B. Verificarea zidurilor de sprijin la starea limită ultimă (GEO, EQU - USL) care cuprinde următoarele criterii, Fig. 14.32:

a) verificarea la stabilitate locală şi generală,

b) verificarea la alunecare,

c) verificarea la răsturnare,

d) verificarea la capacitate portantă a terenului de fundare.

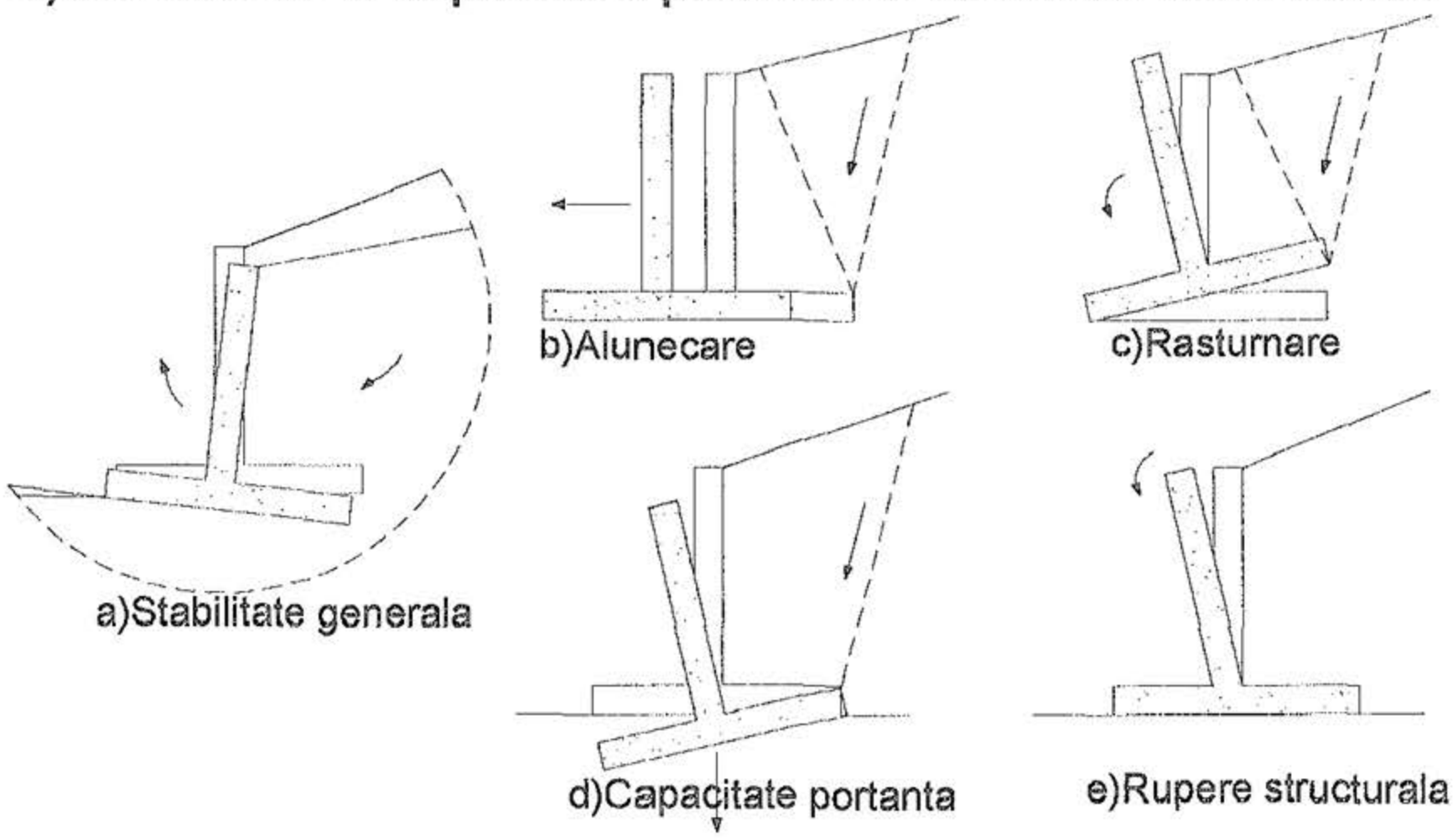


Fig. 14.32. Criterii de verificare a zidurilor de sprijin

C. Dimensionarea armăturii şi verificarea în secțiunile periculoase ale zidului de beton (STR/ GEO - USL).

D. Verificarea zidului de sprijin la deplasări (SLS).

14.7.1. Verificarea zidurilor de sprijin

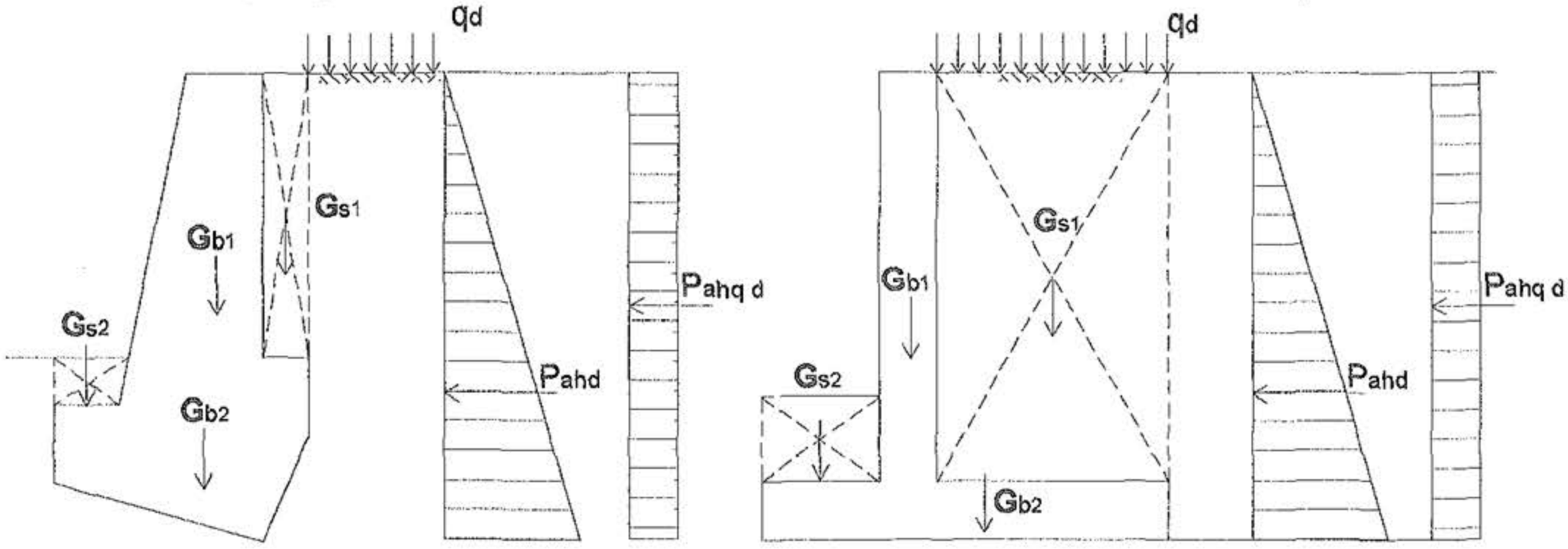
Acțiunile care solicită zidul de sprijin sunt, Fig. 14.33:

– Greutatea proprie, G_{bi},

– Greutatea pământului care încarcă aripile zidului de sprijin din beton armat, G_{Si},

– Împingerea pământului din greutatea proprie a pământului susținut, P_{ag},

– Împingerea pământului din acțiunea suprasarcinii, P_{aq}.



a. Zid de sprijin de greutate

b. Zid de sprinjin din beton armat

Fig. 14.33. Solicitările care acționează asupra zidului de sprijin

În calculul zidurilor de sprijin, la fel ca la orice tip de construcție, solicitările de proiectare se determină cu relația:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k \tag{14.13}$$

unde: F_d – solicitarea de proiectare,

F_k – solicitarea caracteristică,

γ_k – factor parțial pentru solicitare.

Cazurile de proiectare și valorile factorilor parțiali de siguranță pentru încărcări din greutatea proprie și din împingerea pământului sunt date în Tabelul 14.1.

Tabelul 14.1. Factori parțiali de siguranță pentru încărcări din greutatea proprie și din împingerea pământului

Cazul de proiectare	Solicitări permanente nefavorabile γ_G	Solicitări variabile nepermanente γ_Q
DA1-Combinaţia1 (A1+M1+R1)	1.35	1.50
DA1-Combinaţia2 (A2+M2+R1)	1.00	1.30
DA2- (A1+M1+R2)	1.35	1.50
DA3-(A2/A1+M2+R3)		
Acțiuni geotehnice	1.00	1.30
Acțiuni structurale	1.35	1.50

Valorile factorilor parțiali de siguranță, pentru diferitele cazuri de proiectare luate în considerare pentru verificarea terenului de fundare (EQU - ULS) și a elementelor structurale (STR / GEO - ULS) la stări limită sunt date în Tabelul 14.2.

Tabelul 14.2. Valorile factorilor parțiali de siguranță pentru parametrii pământului și rezistențe

Factori parțiali pentru material şi rezistenţe						
	Caracteristici geotehnice				Rezistenţe	
	γ_g	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	$Pasiva, \gamma_{R,e}$	$Ancoraj, \gamma_a$
DA1-1	1.0	1.0	1	1.0	1.0	1.1
DA1-2	1.0	1.25	1.25	1.4	1.0	1.1
DA2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	1.1
DA3	1.0	1.25	1.25	1.4	1.0	1.0

Valorile parametrilor geotehnici de calcul (greutate volumică, unghi de frecare internă, coeziune) se determină din valorile caracteristice afectate de factori parțiali: $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_g$; $tg\varphi'_d = tg\varphi_k / \gamma_\varphi$; $c'_d = c'_k / \gamma_c$.

Combinațiile acțiunilor pentru starea limită ultimă se fac conform relației:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot G_{k,i} \qquad (14.14)$$

pentru combinația fundamentală, și:

$$\sum G_{k,j} + A_{E,d} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (14.15)$$

pentru combinația de proiectare seismică.

Combinațiile acțiunilor pentru verificarea la starea limită GEO: verificarea la stabilitate generală și locală, verificarea la alunecare, verificarea la răsturnare, pot fi exprimate cu relația, Fig. 14.34.

(A) $$1,1P_{ahk} + 0,9(\sum G_{bik} + \sum G_{Sik}) + 1,5P_{ahqk} \qquad (14.16)$$

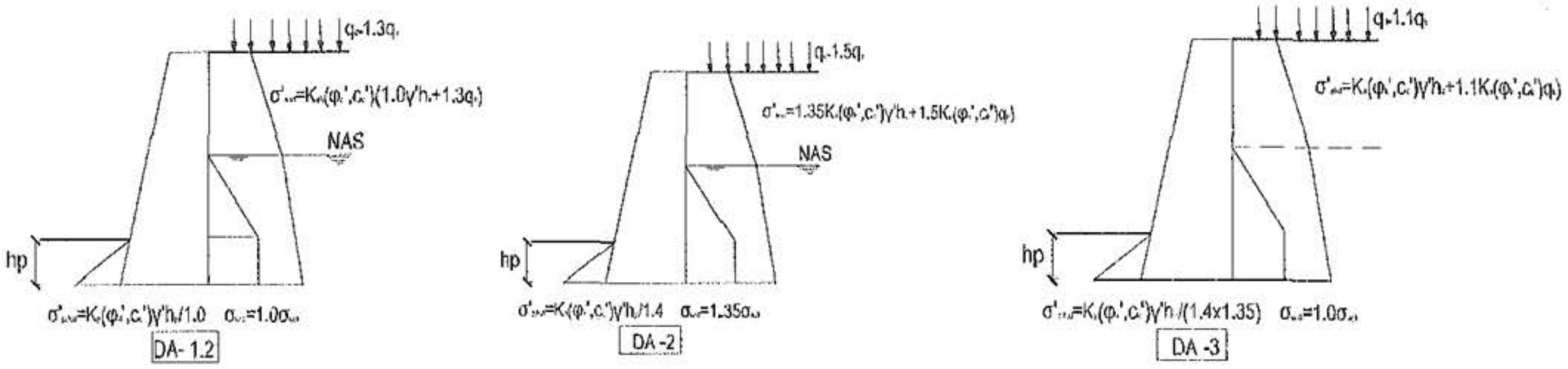


Fig. 14.34. Combinațiile din împingerea pământului și greutatea proprie

În cazul zidurilor de sprijin de beton armat, înafara solicitărilor date în Fig. 14.35., se mai introduc cele date de greutatea pământului susținut.

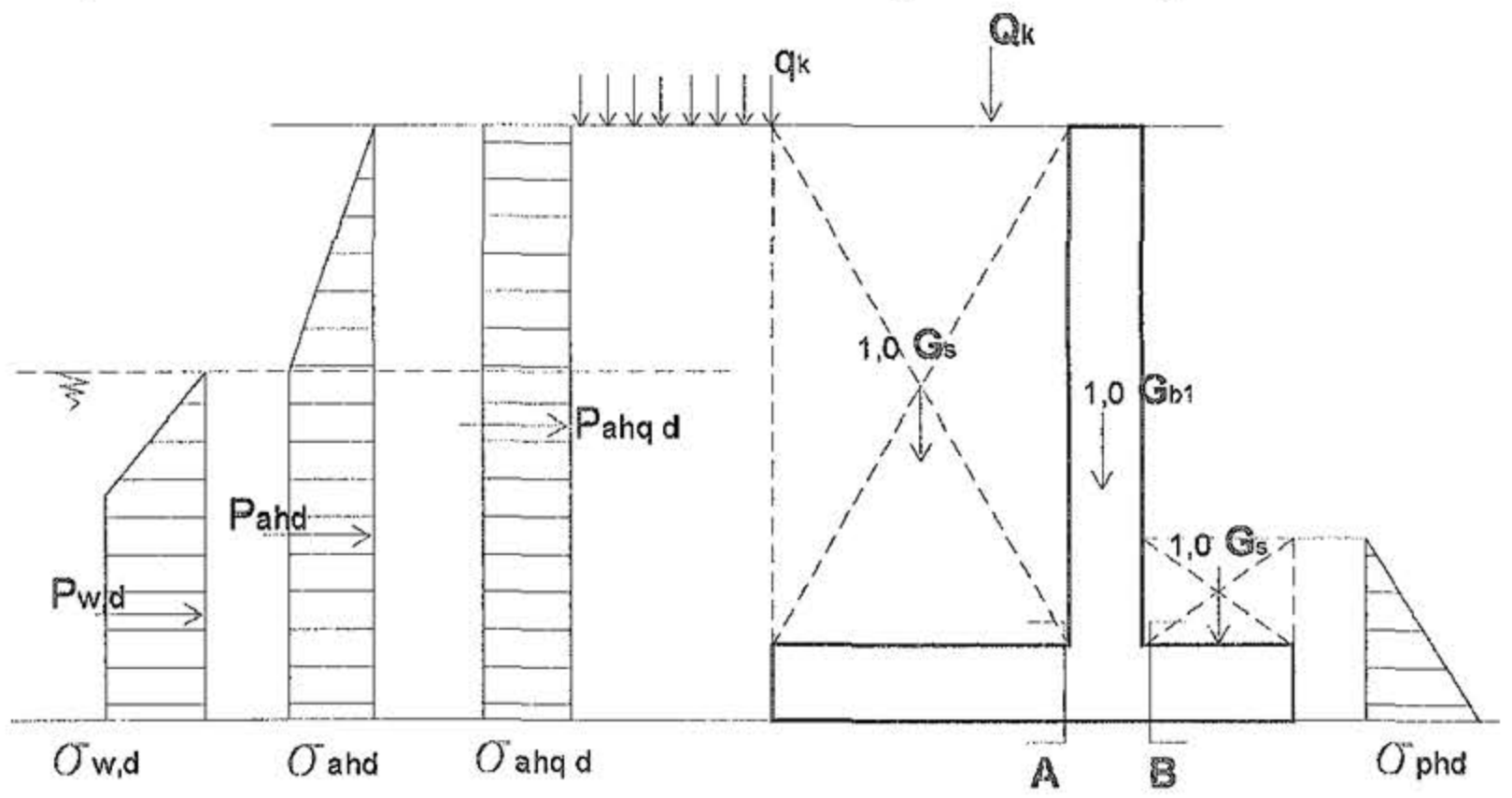


Fig. 14.35. Solicitări asupra zidurilor de sprijin în L

În cazul în care este posibil ca încărcarea distribuită să acționeze până la zidul de sprijin în calcul se va lua o presiune distribuită (q_d) și pe lungimea consolei fundației, Fig. 14.36.

În evaluarea valorii presiunilor active și pasive (σ_{ahd}, σ_{ahqd}, σ_{phd}) valoarea coeficienților de împingere (k_a și k_p) se determină funcție de valorile de proiectare ale parametrilor geotehnici (φ'_d și c'_d). Valorile presiunilor de calcul se determină cu valorile factorilor parțiali de siguranță, dați în Tabelul 14.2.

La determinarea valorilor de proiectare a împingerii pasive se vor lua în considerare factorii parțiali de siguranță pentru rezistențe, dați în Tabelul 14.2.

14.7.1.1. Verificarea condiției de presiuni

Verificarea capacității portante a terenului de fundare se face cu relația (SR EN 1997), Fig. 14.37.

$$V_d \leq R_d \tag{14.20}$$

în care: V_d - este rezultanta componentelor verticale de calcul ale solicitărilor care acționează asupra zidului de sprijin în una dintre combinațiile de proiectare. Se recomandă folosirea combinației de proiectare DA 3.

R_d - capacitatea portantă a terenului de fundare, determinată cu relațiile (2.16) sau (2.17)

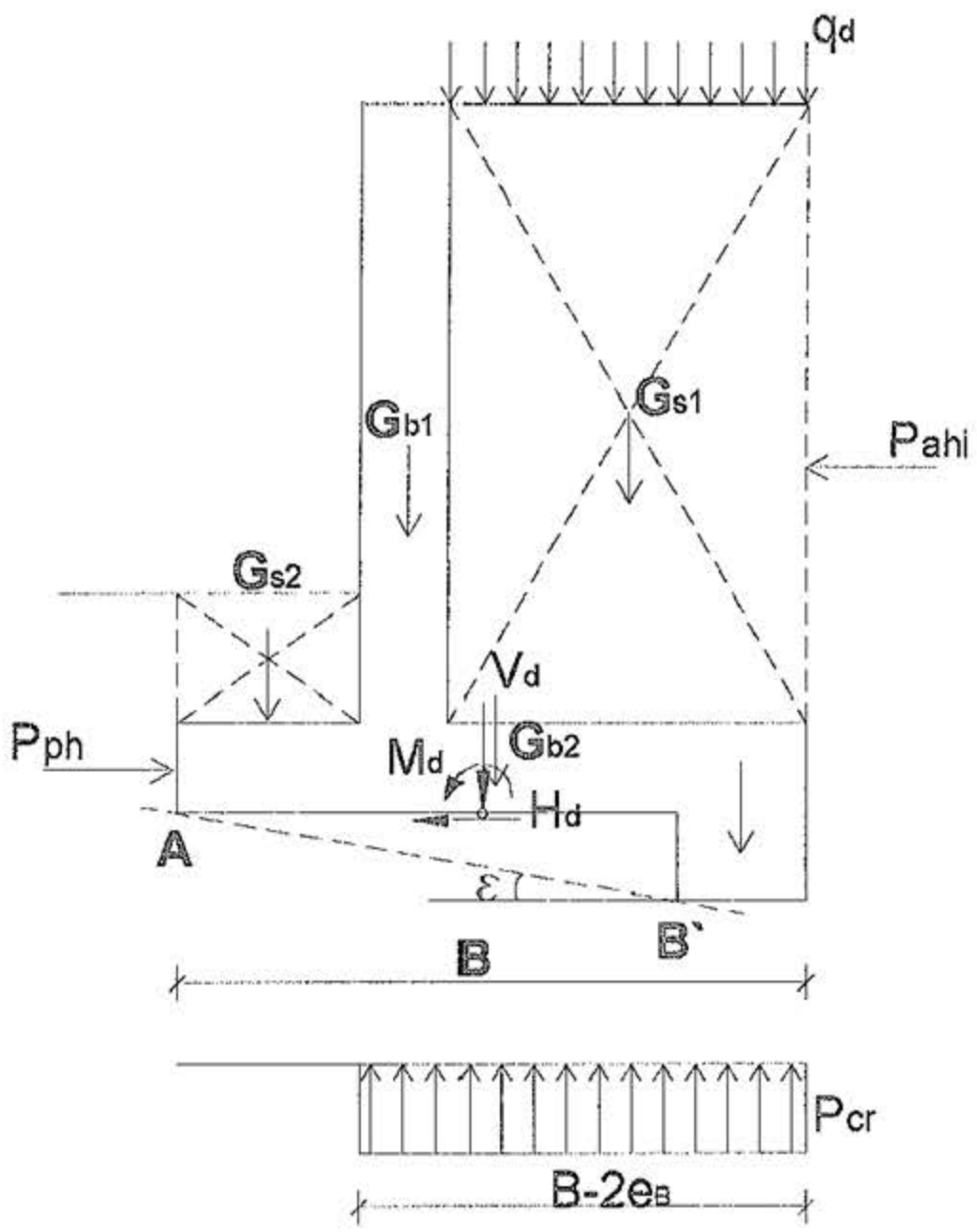


Fig. 14.37. Verificarea condiției de presiuni

Pentru calculul împingerii pământului la ziduri de sprijin în formă de L se pot adopta modelele de calcul din Fig. 14.38.

În cazul modelului A se consideră calculul împingerii pământului asupra planului BD, care trece prin extremitatea tălpii. Împingerea pământului P_a este înclinată faţă de normala la planul BD cu unghiul ψ care este egal cu unghiul de înclinare a terenului (β), dar se impune condiția $\psi \leq \varphi'$. Posibilitatea aplicării acestui model este dată de condiția: $b_h \geq H \cdot tg(45 - \varphi'_d / 2)$. Dacă b_h nu îndeplinește condiția, se

recomandă ca rezultanta dată de împingerea activă să se reducă la o valoare a unghiului $\psi \leq (\varphi^{'}/3 - 2/3\varphi^{'})$.

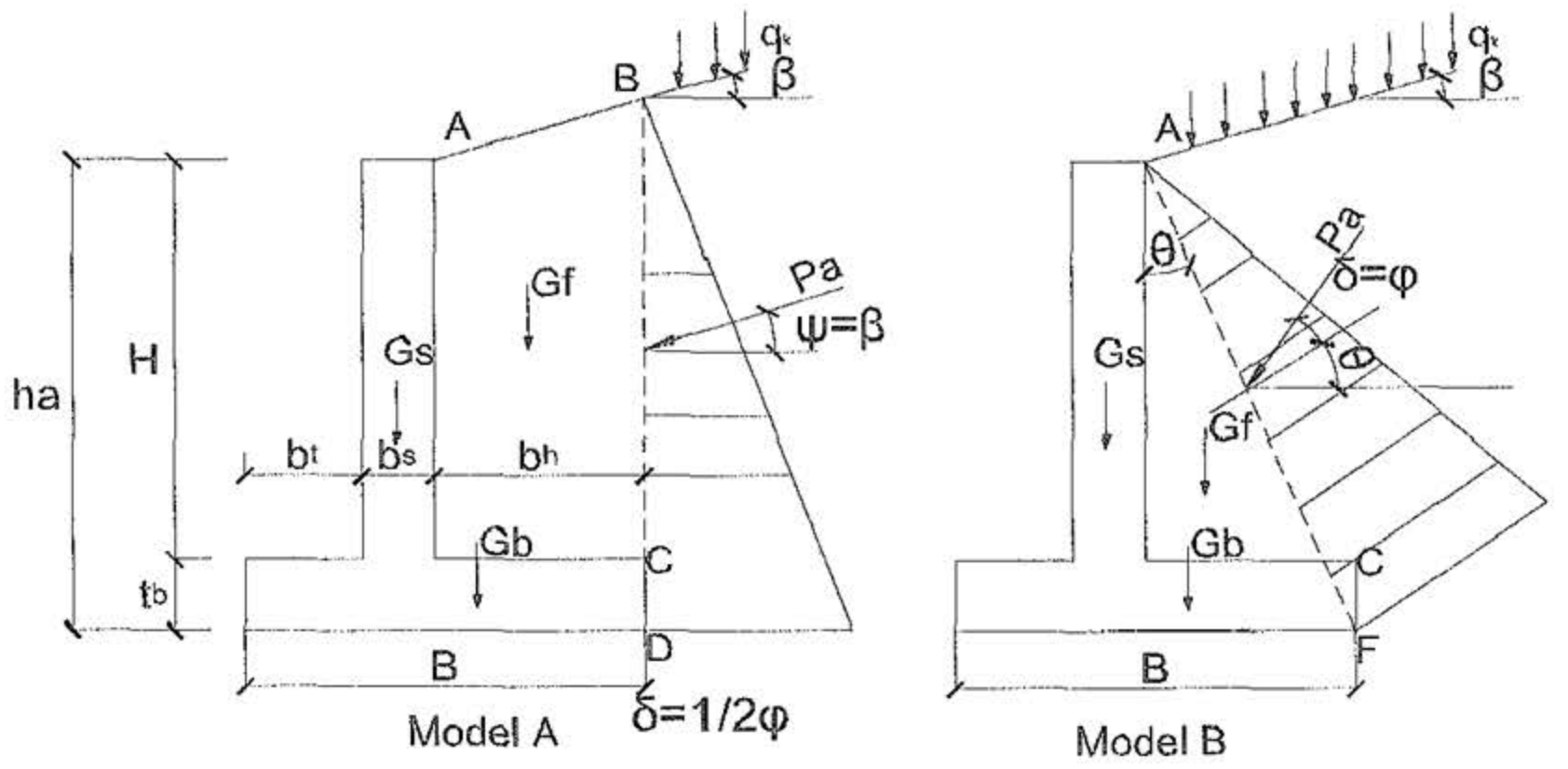


Fig. 14.38. Calculul împingerii pământului asupra zidurilor de sprijin în formă de L

În modelul B se consideră planul de rupere a prismului activ ca fiind unul posibil de mobilizat prin înclinarea zidului (AF).

14.7.1.2. Verificarea la alunecare

Verificarea la alunecare se face cu relația (SR EN 1997), Fig. 14.37.

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \qquad (14.21)$$

în care: H_d – este rezultanta componentelor orizontale a tuturor solicitărilor de proiectare care acționează la talpa zidului de sprijin,

R_d – este rezistența la alunecare a terenului de fundare determinată cu relația (2.20) sau (2.21),

$R_{p,d}$ – componenta orizontală a reacțiunii pasive de proiectare a terenului din faţa zidului de sprijin.

Valoarea rezistenței la alunecare R_d se determină cu relațiile, Fig. 14.37.

Condiții drenate:

$$R_d = V_d^{'} \cdot tg\delta_d$$

$$R_d = V_d^{'} \cdot tg\delta_k / \gamma_{R,h} \qquad (14.22)$$

$$R_d = V_k^{'} \cdot tg\delta_k / \gamma_{R,h}$$

funcție de cazurile de proiectare pentru care se face verificarea (se recomandă DA 2).

Condiții nedrenate:

$$R_d = A_c \cdot c_{Ud}$$
$$R_d = A_c \cdot c_{Uk} / \gamma_{R,h} \qquad (14.23)$$

unde δ_d – unghiul de frecare dintre talpa fundației și teren, care se adoptă cu valorile $\delta_d = \varphi'_{cv,d}$ - pentru cazul turnării directe în săpătură a betonului sau $\delta_d = 2/3 \cdot \varphi'_{cv,d}$ - pentru fundații prefabricate,

$c_{U,k}$ – valoarea caracteristică a coeziunii aparente,

A_c – aria tălpii fundației (pe ml).

Valorile coeficienților de siguranță pentru reacțiuni (γ_R) se adoptă conform Tabelului 14.2.

Pentru creșterea factorului de siguranță la alunecare se poate proceda la executarea tălpii fundației înclinată cu unghiul ε, Fig. 14.37., executarea unui pinten dispus în partea din aval a tălpii zidului, Fig. 14.37. Pintenul poate fi dispus și în zona de prelungire a peretelui vertical.

În această situație proiecțiile componentelor verticale și orizontale ale solicitărilor de proiectare față de centrul de greutate a tălpii înclinate sunt:

$$V'_d = V_d \cos\varepsilon + H_d \sin\varepsilon$$
$$H'_d = H_d \cos\varepsilon - V_d \sin\varepsilon \qquad (14.24)$$

Se recomandă ca $tg\varepsilon = \frac{1}{5} \div \frac{1}{10} (\varepsilon \le 10^\circ)$.

Pentru zidurile de sprijin în formă de cornier Fig.14.37., pe suprafața de alunecare AB', valoarea coeficientului de frecare δ_d se ia egală cu valoarea unghiului de frecare interioara efectiv (δ'_d) a terenului de sub talpa fundației şi egală cu (2/3 δ'_d) pentru ziduri de sprijin din elemente prefabricate.

14.7.1.3. Verificarea la răsturnare

Verificarea la răsturnare impune următoarea condiție, Fig. 14.39.:

$$M_{ED} \leq M_{RD} \tag{14.25}$$

în care: M_{ED} – momentul încovoietor de proiectare dat de solicitările orizontale faţă de punctul A,

$M_{R,D}$ – momentul încovoietor de proiectare de stabilitate dat de solicitările verticale faţă de punctul A.

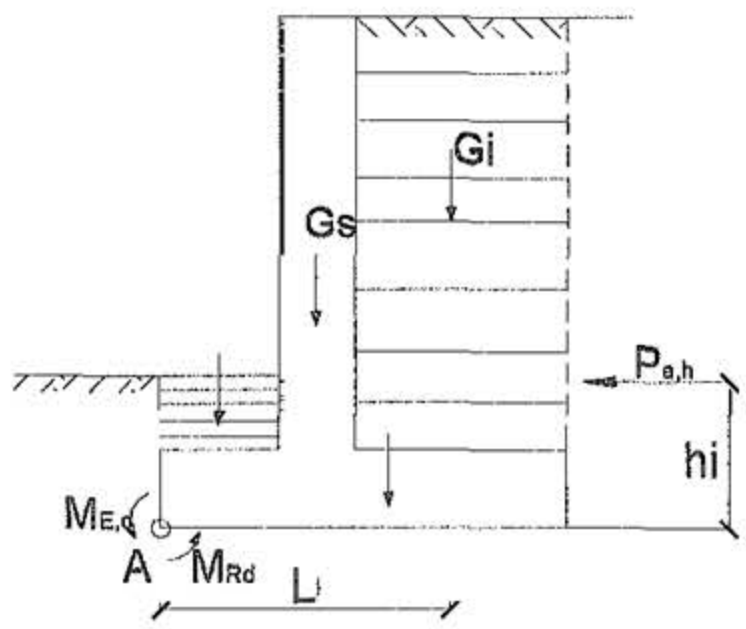


Fig. 14.39. Verificarea la răsturnare

14.7.1.4. Calculul armaturii zidului de sprijin cornier

Zidurile de sprijin cornier sunt executate din beton armat. Calculul armăturilor zidurilor de sprijin se face în metoda STR - USL considerând zidul de sprijin ca un element din beton armat format din trei console, Fig. 14.40.

Presiunile care acționează asupra celor trei console ale elementului de beton armat , Fig. 14.40. sunt:

– Presiunea activă a pământului susținut,

– Reacțiunea terenului de fundare pe talpa zidului de sprijin, ca rezultantă a celor două acțiuni: presiunea dată de greutatea masivului de pământ susținut și reacțiunea terenului de fundare. Rezultanta celor două diagrame de presiuni este solicitarea care acționează asupra celor două console ale tălpii fundației.

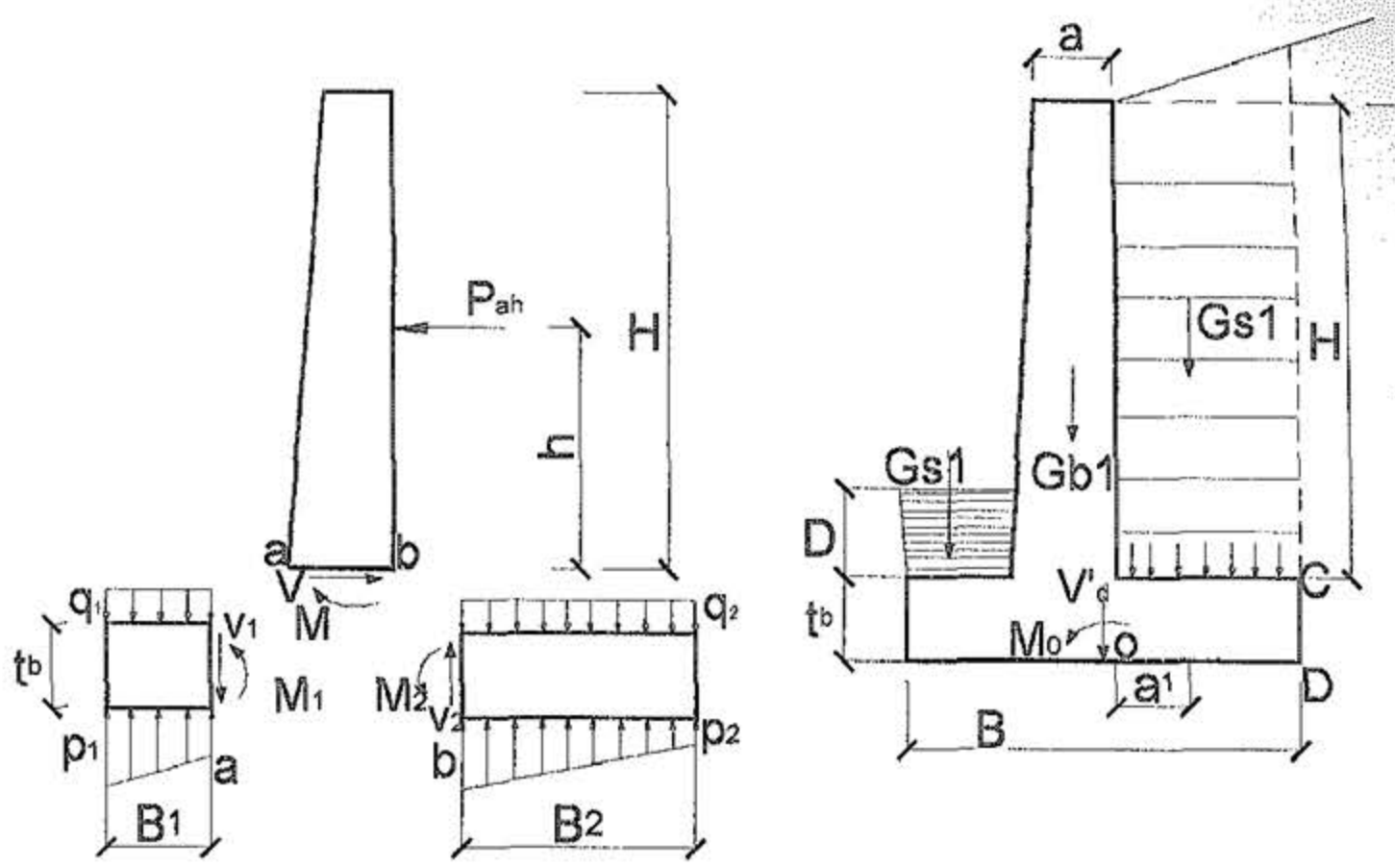


Fig. 14.40. Calculul momentelor încovoietoare la ziduri de sprijin din beton armat

Considerând solicitările de calcul din Fig. 14.40. se trece la determinarea cantității de armătură din cele trei elemente de beton armat.

Consola verticală se consideră încastrată în talpă şi acționată de componenta orizontală de calcul a împingerii pământului. Considerând schema din Fig. 14.40., rezultă:

$$M_d = \gamma_G \cdot P_{ah} \cdot h \tag{14.26}$$

Talpa zidului se consideră formată din două console a şi b, încastrate în peretele vertical al zidului. Cele doua console sunt încărcate de sus în jos de presiunea dată de greutatea proprie a umpluturii.

$$q_1 = \frac{\gamma_G \cdot G_{s2}}{B_1} \quad \text{si} \quad q_2 = \frac{\gamma_G \cdot G_{s1}}{B_2} \tag{14.27}$$

și de jos în sus de presiunile de contact de calcul:

$$p_{1,2} = \frac{V_d}{B \cdot L} \pm \frac{M_0}{W_b} \tag{14.28}$$

unde: L=1.00m şi

$$W_f = \frac{1xB^2}{6} \tag{14.29}$$

În cazul presiunilor pe talpa fundației nu se ia în considerare greutatea proprie a tălpii fundației:

$$V_d^{'} = (G_{b1} + G_{s1} + G_{s2}) \cdot \gamma_G \tag{14.30}$$

Calculul armăturii necesare pentru preluarea momentelor M_1 şi M_2 se determină conform prevederilor SR EN 1992-1-1-2004.

Armarea zidului de sprijin se recomandă să se facă cu carcase de armatură realizate simetric, Fig. 14.41.

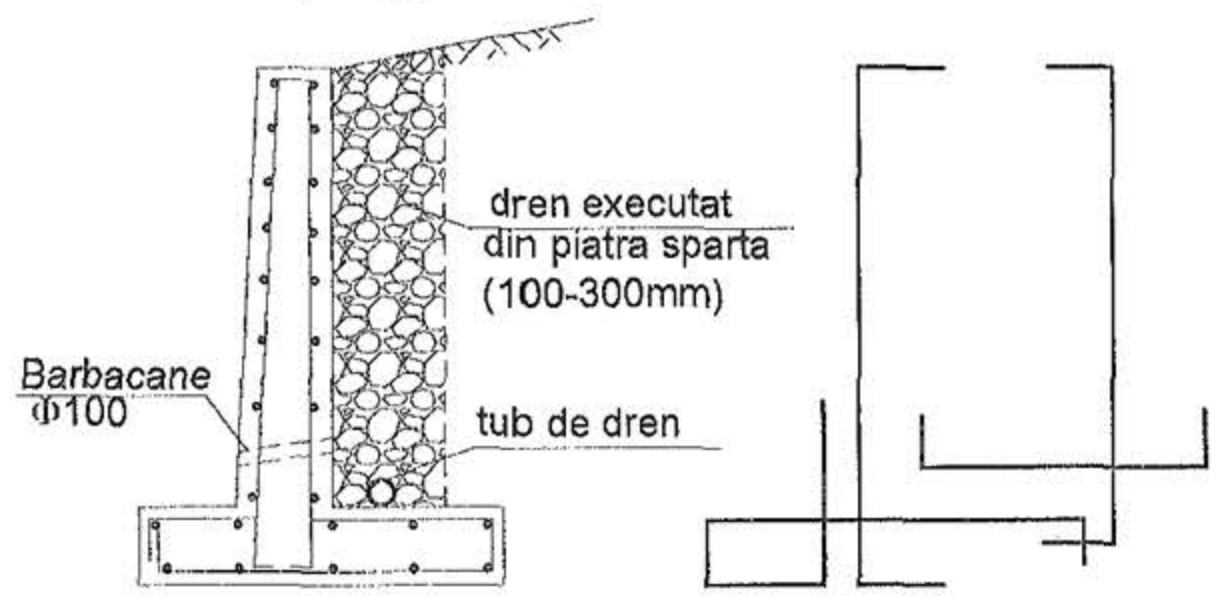


Fig. 14.41. Armarea zidurilor de sprijin

Armarea verticală se face cu bare cu diametrul $\phi \geq 10$mm (≤ 16mm), având aria minimă de armare de $0.002A_c$; jumătate din aceste armaturi se dispun pe feţele peretelui orizontal. Valoarea maximă a armăturii verticale este de $0.04A_c$.

Distanţa dintre barele verticale nu va fi mai mare de 400 mm.

Armătura minimă orizontală este de $0.001\ A_c$.

BIBLIOGRAFIE

Standarde şi normative de referinţă

1. CP 012/1 – 2007 – Cod de proiectare pentru producerea betonului
2. CR 2-1-1.1 – 2006 – Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat
3. CR 6 – 2006 – Cod de proiectare pentru structuri de zidărie
4. DIN 18134 – 2001 – Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test (Încercarea cu placa statică) (Norma germană)
5. NE 012 – 1 – 2007 – Normativ pentru proiectarea betonului şi executarea lucrărilor de beton, beton armat şi precomprimat. Partea 1: Producerea betonului
6. NE 018- 2003 – Normativ privind proiectarea construcţiilor din lemn
7. NP 074 – 2011 – Normativ privind documentaţiile geotehnice pentru construcţii
8. NP 120 – 006 – Normativ privind cerinţele de proiectare şi execuţie a excavaţiilor adânci în zone urbane
9. NP 112 – 2004 – Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă
10. NP 113 – 2004 – Normativ privind proiectarea, execuţia, monitorizarea şi recepţia pereţilor îngropaţi
11. NP 122 – 2010 – Normativ pentru determinarea valorilor caracteristice şi de calcul ale parametrilor geotehnici
12. NP 123 – 2008 – Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor pe piloți
13. NP 124 – 2010 – Normativ pentru proiectarea lucrărilor de susţinere
14. NP 125 – 2010 – Normativ privind fundarea construcţiilor pe pământuri sensibile la umezire colapsibile
15. NP 126 – 2010 – Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri cu umflări şi contracții mari
16. *** Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de epuizmente (în curs de apariţie)
17. P 10 – 1986 – Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții
18. P 85 – 1996 - Cod pentru proiectarea construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat
19. P 100 – 1 – 2006 – Cod de proiectare seismică. Partea 1: Prevederi de proiectare pentru clădiri.
20. SR EN 197-1 – 2002 – Ciment. Partea I. Compoziție, specificație și criterii de conformitate a cimenturilor uzuale.
21. SR EN 1990 – 2004 – Bazele proiectării structurilor.
22. SR EN 1990:2004/NA 2006. Bazele proiectării structurilor. Anexa națională

23. SR EN 1992-1-1: 2004 – Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1. Reguli generale pentru clădiri
24. SR EN 1992-1-1: 2004 / NB : 2008 – Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1. Reguli generale pentru clădiri. Anexa naţională
25. SR EN 1997-1: 2004 – Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale
26. SR EN 1997-1: 2004 / NB : 2007 – Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale. Anexa naţională
27. SR EN 1997-1: 2007 – Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului.
28. SR EN 1997-1: 2007 / NA : 2009 – Proiectarea geotehnică. Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului. Anexa naţională
29. SR EN 1997-2-2008 – Proiectarea geotehnică Partea 2: Investigarea şi încercarea terenului
30. SR EN 1998-1: 2004 – Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri
31. SR EN 1998-1: 2004 / NA : 2008 – Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
32. SR EN 1998-5: 2004 – Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de fundare şi aspecte geotehnice
33. SR EN 1998-5: 2004 / NA : 2007 – Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de fundare şi aspecte geotehnice. Anexa naţională
34. SR EN 206 -1: 2002 – Beton. Partea 1: Specificaţie, performanţă, producţie şi conformitate
35. STAS 3300 / 1/2 – 85 – Terenul de fundare. Principii generale de calcul
36. STAS 6054 – 77 – Teren de fundare. Adâncimea de îngheţ

Articole ştiinţifice şi cărţi de specialitate

1. Bally, R.J., Klein, R., 1985, Injectarea pământurilor, Ed. Tehnică, Bucureşti
2. Batali, L., 2007, Calculul lucrărilor de suținere,vol. I, Ed. Conspress, București
3. Beeby, A. W., Narayanan R. S., 2005, Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2, Ed. Thomas Telford Ltd
4. Bond, A.J., Brooker, O., Harris A.J., ş.a., 2006, How to design concrete structures using Eurocode 2, Ed. The Concrete Center
5. Bowles, J.E.,1996, Foundation Analysis and Design, Ed. McGraw-Hill, Singapore
6. Caracostea, A., 1959, Rezistența materialelor. Cap. IV. Manual pentru calculul construcţiilor, Ed. Tehnică, Bucureşti
7. Ciornei, A., Răileanu, P., 2002, Cum dominăm pământurile macroporice sensibile la umezire, Ed. Junimea, Iaşi

8. Frank, R., ş.a., 2004, Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules, Ed. Thomas Telford Ltd
9. Hanganu, M., 1963, Construcţii de beton armat, Ed. Tehnică, Bucureşti
10. Hetenyi, M., 1967, Beams on elastic foundation, The Universityof Michigan Press
11. Hilmer, K., 1991, Schäden im Gründungsbereich, Ed. Ernst et Sohn, Berlin
12. Hulpuş, T., 2011, Contribuţii privind calculul structurilor de susţinere a excavaţiilor adânci. Teza de doctorat. Conducător ştiinţific Prof.Dr.Ing. Augustin Popa, Cluj Napoca
13. Ille, V., 1977, Rezistenţa materialelor, Vol. 2, Ed. IPCT, Cluj Napoca
14. Ille, V., Bia, C., Soare, M., 1983, Rezistența materialelor și teoria elasticității, Ed. Didactică și pedagogică, București
15. Kiss, Z., Oneţ, T., 2008, Proiectarea structrilor de beton după SR EN 1992-1, Ed. Abel, Cluj Napoca
16. Kranz, E., 1953, Uber die veren kerung von Spund-wanden, G. Wilhelm Ernst and Sohn
17. Lohmeyer, G.C.O., 1994, Stahlbetonbau, Ed. B.G. Taubner Stuttgart
18. Lungu, I., Stanciu, A., Boţi, N., 2002, Probleme speciale de geotehnică şi fundaţii, Ed. Junimea, Iaşi
19. Martin, L., Purkiss, J., 2006, Concrete design to EN 1992, Ed. Taylor & Francis
20. Mathyas, V., 2008, Procedeul Soil Cons pentru consolidarea terenurilor slabe de fundare, A XI-a Conferinţă Naţională de Geotehnică şi Fundaţii, Ed. Politehnica, Timişoara
21. Narayanan, R. S., Goodchild, C.H., 2006, Concise Eurocode 2: For the Design of In-Situ Concrete Framed Buildings to BS EN 1992-1-1: 2004 and Its UK National Annex: 2005
22. Odenbreit, C.; Hahn, C., 2006, Bending Resistant Composite Joints for High Rotation Capacity. IABSE-Conference, Budapest, Hungary.
23. Păunescu, M., Ştefănică, M., Marin, M., 2005, Soluţii şi tehnologii moderne de industrializare a fundaţiilor pentru stâlpi cu solicitări complexe, Ed. Marineasa, Timişoara
24. Păunescu, M., Marin, M., 1986, Soluţii moderne pentru fundaţii directe, Ed. Facla, Timişoara
25. Perlea, V., Perlea, M., 1984, Stabilitatea dinamică a pământurilor nisipoase, Ed. Tehnică, Bucureşti
26. Pop, V., Popa, A., 1982, Geotehnică și fundații, Vol. 1: Geotehnica, Ed. IPCT, Cluj Napoca
27. Pop, V., Popa, A., 1982, Geotehnică și fundații, Vol. 2: Fundații, Ed. IPCT, Cluj Napoca
28. Pop, V., Popa, A., Roman, F., ş.a., 1987, Proiectarea fundaţiilor, Ed. IPCT, Cluj Napoca

29. Pop, V., Popa, A., ş.a., 1990, Fundaţii în condiţii speciale de fundare, Ed. IPCT, Cluj Napoca
30. Popa, A., 1974, Contribuţii la calculul elementelor continue de fundare pe mediu elastic deformabil. Teza de doctorat. Institutul politehnic Iaşi. Conducător ştiinţific Prof.Dr.Ing. Silion T.
31. Popa, A., Farcaş, V., 2003, Geotehnica, Ed. UT Press, Cluj Napoca
32. Popa, A., Farcas, V., Ilieș N.M., Gherman, C., 2008, Design of shallow foundations according to SR EN 1997-1-04 and Eurocode 7, Proceedings of the International Conference Constructions 2008, Section: Civil Engineering - Architecture 51, Vol. III, Ed., Napoca Star, Cluj Napoca
33. Popa, A., Ilieş, N., 2009, Consolidarea fundaţiilor, Ed. UT Press, Cluj Napoca
34. Popa, A., Ilieş, N., 2012, Probleme privind calculul, conformarea şi diferite aspecte la pardoselile industriale, A XII Conferinţă Naţională de Geotehnică şi Fundaţii, Vol. 3, Iaşi
35. Popa, A., Ilieș, N.M., Gherman C., 2008, Comparaţie între rezultatele obţinute în dimensionarea sistemelor de fundare directă aplicând normativul românesc (STAS 3300/85) şi Eurocod 7 (SR EN 1997-1), Lucrările conferinţei: A XI-a Conferinţă Naţională de Geotehnică și Fundaţii, Timișoara, 18-20 Septembrie 2008, , Ed. Politehnica, Timișoara
36. Popa, A., Roman, F., 1998, Calculul structurilor de rezistenţă pe mediu elastic, Ed. UT Press, Cluj Napoca
37. Popa, H., 2008, Modelarea numerică şi în laborator a comportării pereţilor îngropaţi, Ed. Conspress, Bucureşti
38. Popa, H., Marcu, A., Batali, L., 2008, Impactul realizării construcţiilor în excavaţii adânci asupra clădirilor existente în vecinătate, Revista Construcţiilor Nr. 34
39. Pretorian, A., 2001, Proiectarea construcţiilor civile, Vol. 1+2, Ed. MatrixRom, Bucureşti
40. Priebe, H.J., 1995, The design of Vibro Replacement, Geoground Engineering
41. Prab Bhatt, T. J., MacGinley, Ban Seng Choo, 2006, Reinforced Concrete: Design Theory And Examples, Ed. Taylor & Francis
42. Roman, F., 2011, Aplicaţii de inginerie geotehnică, Ed. Geo, Cluj Napoca
43. Rossner, W., Graubner, C.A., Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2,2011, Ed. Ernst et Sohn, Berlin
44. Stanciu, A., Lungu, I., 2006, Fundaţii, Ed. Tehnică, Bucureşti
45. Smoltczyk, U., 1990, Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 2, 3, Ed. Ernst et Sohn, Berlin
46. Tomlinson, M. J. , 1969, Proiectarea și executarea fundațiilor, traducere din limba engleză, 1974, Ed. Tehnică, București

CUPRINS

Prefaţă 5

1. Proiectarea structurilor de fundare directă 7
1.1. Fundaţia şi terenul de fundare 7
1.1.1. Sistemul structural 7
1.2. Cerinţe privind proiectarea fundaţiilor 8
1.3. Alegerea tipului de fundaţie 8
1.3.1. Sistemul structural al construcţiei 9
1.3.2. Condiţii de teren 9
1.3.3. Condiţii de exploatare a construcţiei 9
1.3.4. Condiţii de execuţie ale infrastructurii 10
1.4. Criterii privind alegerea adâncimii minime de fundare 10
1.4.1. Adâncimea de îngheţ 11
1.4.2. Condiţia de încastrare în terenul bun de fundare 13
1.4.3. Nivelul apelor subterane, nas 19
1.4.4. Adâncimea minimă dictată de funcţiunile tehnologice 21
1.4.5. Criteriul vecinătăţilor 22
1.5. Fragmentarea construcţiilor 27
1.6. Materiale utilizate la executarea fundaţiilor 29
1.7. Clasificarea fundaţiilor 39
1.7.1. După modul de transmitere a încărcărilor de la suprastructură la terenul de fundare 39
1.7.2. După rigiditatea fundaţiei 40
1.7.3. După adâncimea tălpii fundaţiei faţă de nivelul terenului 42
1.7.4. După tipul fundaţiilor 43
1.7.5. Clasificarea infrastructurilor şi a sistemelor de fundare sub aspectul comportării la acţiuni seismice 43
1.8. Solicitări transmise infrastructurilor 45
1.8.1. Clasificarea solicitărilor 45

2. Stabilirea dimensiunilor bazei fundaţiei 49
2.1. Generalităţi 49
2.2. Metoda directă 56
2.2.1. Principiul metodei 56
2.2.2. Verificarea condiţiei de presiuni (SLU) 61
2.2.3. Verificarea la alunecare (SLU) 67
2.2.4. Verificarea la stabilitate generală 69
2.2.5. Starea limită de serviciu (SLS.) 71
2.2.6. Determinarea valorilor parametrilor geotehnici 90
2.3. Metoda prescriptivă 100
2.4. Verificarea la subpresiune (UPL) 116
2.5. Verificarea stării limită de umflare hidraulică (HYD) 119

3. Proiectarea fundaţiilor izolate sub stâlpi 121
3.1. Generalităţi 121

3.2. Fundaţii tip talpă de beton simplu pentru stâlpi 122
3.3. Fundaţii izolate rezemate pe rocă 123
3.4. Fundaţii pentru stâlpi de beton armat monolit. 124
3.4.1. Fundaţii tip talpă de beton armat centrice 125
3.5. Fundaţii izolate elastice tronconice. 152
3.6. Fundaţii tip talpă de beton armat excentrice 154
3.6.1. Cu mică excentricitate 154
3.6.2. Cu mare excentricitate 157
3.7. Fundaţii izolate tip bloc si cuzinet 165
3.7.1. Determinarea dimensiunilor blocului de beton simplu 167
3.7.2. Determinarea dimensiunilor cuzinetului 171
3.7.3. Armarea cuzinetului 171
3.8. Fundaţii solicitate la sarcini înclinate 176
3.8.1. Fundaţii rigide sub formă de blocuri de beton 176
3.8.2. Bloc de fundaţie solicitat la smulgere 181
3.9. Calculul fundațiilor solicitate la încărcări orizontale mari încastrate în teren 183
3.10. Fundaţii pentru stâlpi de beton armat prefabricați 187
3.10.1. Determinarea dimensiunilor fundației 190
3.10.2. Monolitizarea paharului 196
3.10.3. Armarea paharului 196
3.10.4. Verificarea tălpii fundaţiei pahar 197
3.10.5. Montarea stâlpilor în pahar 198
3.10.6. Dimensionarea fundației pahar conform env 1992-1-1 199
3.11. Fundații pahar tip bloc 200
3.12. Articularea stâlpilor în fundații 202
3.13. Efectul rotirii fundației asupra momentului încovoietor transmis fundației 204
3.14. Efectul tipului de rezemare și a rotirii fundației asupra suprastructuri 205
3.15. Fundaţii pentru stâlpi metalici 208
3.16. Infrastructuri pentru construcţii cu cadre de beton armat 213
3.16.1. Calculul infrastructurii structurilor în cadre 216

4. Fundatii continue de beton armat sub stâlpi 221
4.1. Soluții de fundaţii continue sub stâlpi. Domenii de utilizare 221
4.2. Alcătuirea fundaţiilor 223
4.2.1. Secțiunea de beton 223
4.2.2. Armarea fundației 227
4.2.3. Calculul grinzilor continue 229
4.2.4. Factori de influență asupra diagramei de presiuni sau momente încovoietoare 259

5. Fundații prefabricate 261

6. Proiectarea radierelor de beton armat 263
6.1. Alcătuire generală şi domenii de aplicare 263
6.2. Elemente constructive şi de proiectare 270
6.3. Armarea radierului 272
6.4. Calculul radierului 276

6.4.1. Generalități 276
6.4.2. Metode simplificate pentru calculul radierelor rigide 278
6.5. Proiectarea radierelor situate sub nivelul apei 304

7. Pardoseli industriale (plăci pe mediu deformabil) 307
7.1. Generalități. Conformare 307
7.2. Tehnologia de execuție 315
7.3. Dimensionarea pardoselilor industriale 316

8.Fundații pentru construcții cu pereți structurali 319
8.1. Fundații continue pentru structuri pe terenuri bune de fundare și seismicitate redusă (ag≤0.12g) 319
8.1.1. Generalități 319
8.1.2. Conformarea fundaţiilor pentru pereţi ai construcţiilor fără subsol 320
8.1.3. Conformarea fundaţiilor pentru pereţii construcţiilor cu subsol 324
8.1.4. *Dimensionarea fundaţiilor continue rigide* 324
8.2. Fundaţii continue rigide excentrice 328
8.3. Dimensionarea fundaţiilor continue pentru pereţi prevăzuţi cu goluri 331
8.4. Fundații continue elastice sub pereți structurali 333
8.4.1. Fundații continue elastice centrice 333
8.4.2. Fundații continue elastice excentrice 334
8.5. Soluţii de fundare la pereţi nestructurali 335
8.6. Fundaţii pentru pereţi structurali în zone cu seismicitate ridicată (ag>0.12g) 336
8.6.1. Armarea fundaţiei continue în zone cu seismicitate ridicată 337
8.7. Racordarea în trepte a fundaţiilor aflate la cote de fundare diferite 338
8.8. Fundaţii pentru pereţi structurali de beton armat 342
8.8.1. Fundaţii continue sub pereţi portanţi 345
8.9. Fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate. 351
8.10. Infrastructuri pentru sisteme cu pereți structurali 355
8.10.1. Generalități 355
8.10.2. Clasificări ale infrastructurilor sub aspectul comportării la acţiuni seismice 355
8.10.3. Clasificarea infrastructurilor după modul de solicitare a terenului de fundare 356
8.10.4. Tipuri de infrastructuri 357
8.10.5. Schematizarea încărcărilor pentru calculul infrastructurii 361
8.10.6. Calculul eforturilor în elementele infrastructurii 362
8.10.7. Dimensionarea elementelor infrastructurii 365

9. Fundații la clădiri amplasate pe terenuri dificile 375
9.1. Generalități 375
9.2. Fundaţii continue pentru construcţii cu pereţi portanţi amplasate pe pământuri compresibile 377
9.3. Fundaţii continue pentru construcţii cu pereţi portanţi amplasate pe pământuri cu contracţii şi umflări mari (pământuri contractile) 388
9.4. Fundații pentru construcții amplasate pe pământuri macroporice sensibile la umezire (psu) 392

9.4.1. Fundarea directă (fără luarea de măsuri suplimentare la terenul de fundare şi la suprastructură) 394
9.4.2. Fundarea pe pământ îmbunătăţit 396
9.4.3. Coloane de pământ 396
9.4.4. Calculul structurilor amplasate pe pământuri loessoide 398
9.5. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe pământuri cu conţinut de materii organice 398
9.5.1. Condiţii de conformare 399
9.6. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe nisipuri saturate susceptibile la lichefiere sub acţiuni seismice 402
9.6.1. Generalităţi 402
9.6.2. Criteriile recomandate de identificare 402
9.6.3. Măsuri de prevenire sau eliminare a efectelor lichefierii 404
9.7. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe terenuri de umplutură 405
9.7.1. Generalităţi 405
9.7.2. Soluţii de fundare 407
9.8. Fundaţii pentru construcţii amplasate pe terenuri alunecătoare 409
9.9. Îmbunătăţirea terenului de fundare în vederea fundării directe 412
9.9.1. Metoda înlocuirii pământului slab (dificil) sau metoda pernei de pământ .. 413
9.9.2. Metoda compactării 418
9.9.3. Compactare prin intermediul piloţilor 424
9.9.4. Metoda injectării 425

10. Fundaţii pentru construcţii înalte 429
10.1. Combinarea acţiunilor în stare limită 429
10.2. Conformarea fundaţiilor 429
10.3. Determinarea suprafeţei în plan a tălpii fundaţiei 432
10.4. Calculul momentelor încovoietoare 437

11. Executarea săpăturilor şi sprijinirilor 443
11.1. Generalităţi 443
11.2. Executarea săpăturilor 445
11.2.1. Săpături cu pereţi verticali nesprijiniţi 445
11.2.2. Săpături cu pereţi în taluz 447
11.2.3. Săpături sub nivelul apelor subterane 448
11.2.4. Săpături cu pereţi verticali sprijiniţi 450
11.3. Împingerea pământului asupra lucrărilor de sprijiniri simple 456
11.4. Calculul sprijinirilor simple 458
11.4.1. Calculul sprijinirilor cu dulapi orizontali 458
11.4.2. Calculul sprijinirilor cu dulapi verticali 462
11.4.3. Stabilitatea generală a excavaţiilor şpraiţuite 464
11.5. Sprijiniri cu palplanşe 465
11.5.1. Elemente constructive 465
11.5.2. Calculul palplanşelor 468
11.6. Sprijiniri cu pereţi îngropaţi 477
11.6.1. Pereţi îngropaţi din panouri 478

11.7. Asigurarea stabilităţii pereţilor în faza de excavaţie a pământului din interiorul incintei 484
11.8. Etapele de execuţie a unui perete îngropat 487
11.9. Proiectarea pereţilor îngropaţi 489
11.9.1. Calculul pereţilor autoportanţi 491
11.9.2. Calculul pereţilor ancoraţi 496
11.9.3. Calculul pereţilor rezemaţi pe mai multe niveluri cu şpraiţuri 502

12. Epuizmente 505
12.1. Consideraţii generale 505
12.2. Epuizmente directe 506
12.3. Epuizmente indirecte 511
12.4. Filtre aciculare 515
12.5. Coborârea apei subterane cu ajutorul drenului 517
12.6. Lucrări pregătitoare pentru executarea fundațiilor de suprafață 522
12.6.1. Betonarea în saci 523
12.6.2. Betonarea cu lada 523
12.6.3. Betonarea cu pâlnia mobilă 523
12.6.4. Betonarea cu pâlnia fixă (procedeul contractor) 525
12.6.5. Fundații pe umpluturi şi elemente prefabricate 526
12.6.6. Fundații pe blocuri din beton 527
12.6.7. Fundații pe chesoane plutitoare 528
12.6.8. Fundații pe piloți, coloane și barete 528

13. Executarea umpluturilor 529
13.1. Principii. Stabilirea materialului de umplutură 529
13.2. Alegerea procedeului de punere în operă a umpluturii 531
13.3. Controlul umpluturii 532
13.4. Executarea lucrărilor de terasamente pe timp friguros 535

14. Ziduri de sprijin 537
14.1. Generalități 537
14.2. Sisteme de ziduri de sprijin de greutate 538
14.3. Ziduri de sprijin din beton armat (tip cornier) 541
14.4. Ziduri de sprijin din gabioane 543
14.5. Ziduri de sprijin prefabricate 544
14.6. Împingerea pământului asupra zidurilor de sprijin 546
14.7. Dimensionarea zidurilor de sprijin 554
14.7.1. Verificarea zidurilor de sprijin 555

Bibliografie 565

UNIVERSITATEA TEHNICĂ
BIBLIOTECA
CLUJ-NAPOCA

a. Grinzi de baton armat, dacă înălţimea de calcul a secţiunii (H) şi distanţa dintre două puncte de inflexiune (L_i) respectă condiţia: $H/L_i<0,50$,
b. Grinzi pereţi, dacă $H/L_i>0,50$.

Dacă pereţii infrastructurii sunt rezemaţi continuu pe pereţi mulaţi, se consideră în calcul ansamblul format din peretele mulat şi peretele infrastructurii. La dimensionarea planşeelor peste infrastructură şi fundaţiilor se consideră efectele cumulate din participarea acestora la preluarea eforturilor din infrastructură precum şi eforturilor proprii acestora.

3.16.1.2. Calculul fundaţiilor

Condiţiile privind presiunile pe terenul de fundare şi de proiectare a fundaţiilor sunt precizate în SR EN 1997.

Solicitările transmise la fundaţii, corespunzătoare acţiunilor din grupările fundamentale de încărcări se consideră conform prevederilor de proiectare din SR EN 1997.

Pentru grupările speciale de încărcări, inclusiv acţiunea seismică, eforturile transmise la fundaţii sunt:

- Eforturile rezultate din analiza dinamică neliniară a structurii,
- Eforturile aferente mecanismului de plastifiere a suprastructurii la acţiuni seismice. Pentru cazul în care la acţiunea seismelor de mare intensitate, secţiunile de la baza stâlpilor se pot plastifica, momentele încovoietoare transmise fundaţiilor sunt considerate momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor.

Printr-o dimensionare adecvată a fundaţiilor se va urmări evitarea dezvoltării articulaţiilor plastice la nivelul terenului de fundare sau în elementele de beton armat din fundaţii (mecanismul de disipare a energiei induse de seism prin deformaţii plastice se va dezvolta numai în elementele suprastructurii).

Dacă sub acţiuni din grupările speciale de încărcări, terenul de fundare are deformaţii remanente, infrastructura şi / sau suprastructura se va verifica la efectele tasărilor diferenţiale.

La dimensionarea fundaţiilor pentru stâlpii la care nivelul planşeului peste subsol are deplasări orizontale împiedicate (subsol rigid), se vor considera momentele încovoietoare din secţiunile de la nivelul primului planşeu al subsolului, Fig. 3.107.

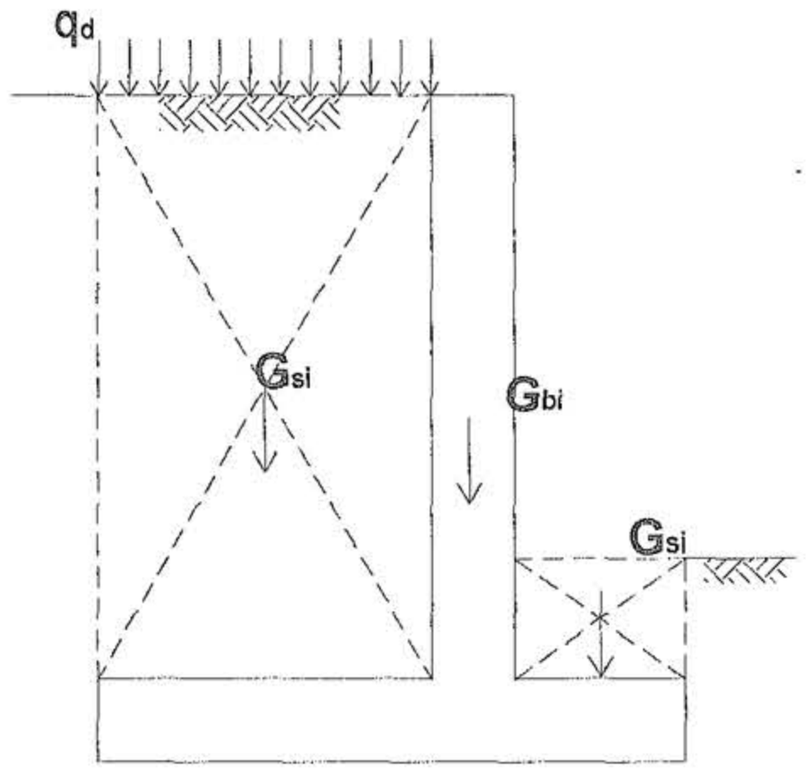


Fig. 14.36. Solicitări din greutatea pământului

Pentru starea limită STR/GEO folosită la verificarea de presiuni pe talpa fundației și armarea de rezistență a elementelor zidului de sprijin, se recomandă cazul de proiectare 3 (DA 3). Combinațiile posibile de încărcări sunt:

Cazul de proiectare 1 (DA 1):

$$\text{(C)} \quad 1,0P_{ahk} + 1,0\sum G_{bik} + 1,0\sum G_{Sik} + 1,3P_{ahqk} \tag{14.17}$$

$$\text{(B)} \quad \begin{matrix} 1,35P_{ahk} + 1,0\sum G_{bik} + 1,0\sum G_{Sik} + 1,5Q_k + 1,5P_{ahqk} \\ 1,35P_{ahk} + 1,35\sum G_{bik} + 1,35\sum G_{Sik} + 1,5Q_k + 1,5P_{ahqk} \\ 1,35P_{ahk} + 1,0\sum G_{bik} + 1,35\sum G_{Sik} + 1,5Q_k + 1,5P_{ahqk} \\ 1,35P_{ahk} + 1,35\sum G_{bik} + 1,0\sum G_{Sik} + 1,5Q_k + 1,5P_{ahqk} \end{matrix} \tag{14.18}$$

Cazul de proiectare 2 (DA 2): se folosesc combinațiile de acțiuni set (B) relațiile (14.18).

Cazul de proiectare 3 (DA 3): pentru acțiuni geotehnice se folosesc combinațiile de acțiuni set (C), iar pentru acțiuni structurale – setul (B).

$$\begin{matrix} 1,0P_{ahk} + 1,0\sum G_{bik} + 1,0\sum G_{Sik} + 1,3Q_k + 1,3P_{ahqk} \\ 1,0P_{ahk} + 1,35\sum G_{bik} + 1,35\sum G_{Sik} + 1,3Q_k + 1,3P_{ahqk} \\ 1,0P_{ahk} + 1,0\sum G_{bik} + 1,35\sum G_{Sik} + 1,3Q_k + 1,3P_{ahqk} \\ 1,0P_{ahk} + 1,35\sum G_{bik} + 1,0\sum G_{Sik} + 1,3Q_k + 1,3P_{ahqk} \end{matrix} \tag{14.19}$$